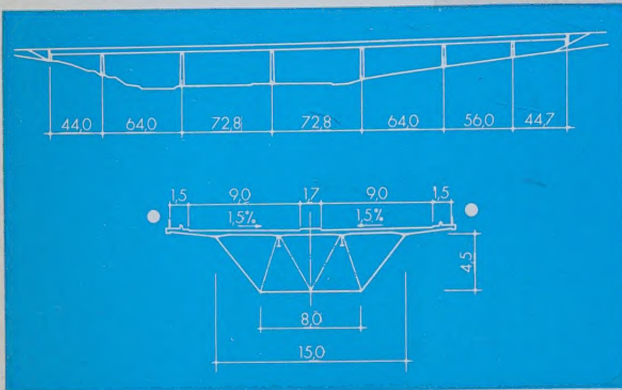
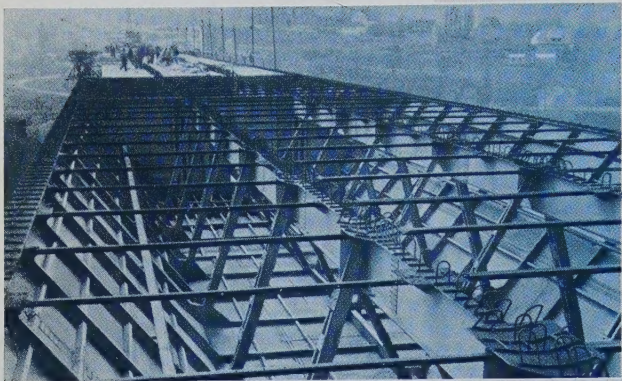


DER STAHLBAU

CHRIFTFLEITUNG: PROF. DR.-ING. DR.-ING. E.h. K. KLOPPEL · DARMSTADT
ERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN BERLIN-WILMERSDORF

Heft 5 — Mai 1958



Wupper-Talbrücke

im Zuge der Autobahn
Remscheid/Lennep – Unna – Kamen

Trapezkasten-Verbundbrücke
durchlaufend über 7 Öffnungen

Stützweiten: 44,0 + 64,0 + 72,8
+ 72,8 + 64,0 + 56,0 + 44,7

Gesamtgewicht: 1521 t

Entwurf und Montageführung:
Krupp Rheinhausen

Ausführung:
Krupp Rheinhausen
Aug. Klönne, Dortmund



Dr. Wolff & Tritschler G

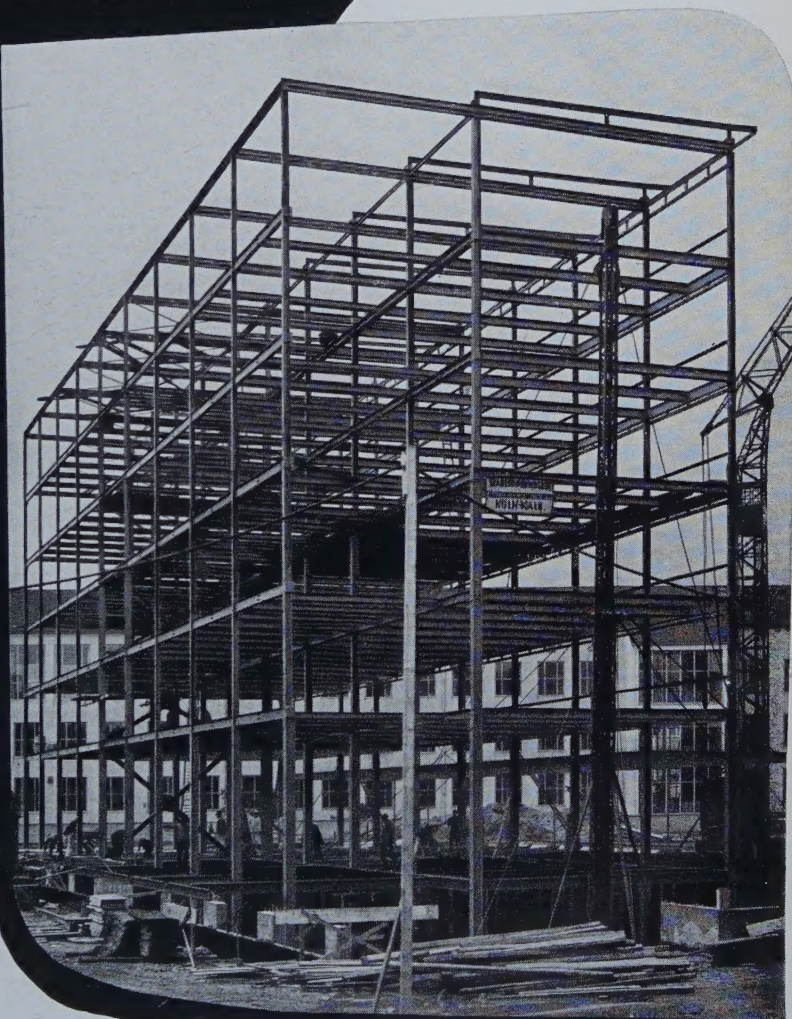


FRIED. KRUPP MASCHINEN- UND STAHLBAU RHEINHAUSEN

STAHLBAU HUMBOLDT

Stahlbauten aller Art

Flugzeughallen
H o c h b a u
Skelettbau
Behälterbau
Industriebau
Zechenbau
Brückenbau



KLÖCKNER-HUMBOLDT-DEUTZ AG • KÖLN

STAHLHOCHBAU

STAHLBRÜCKENBAU

STAHLBAUTEN ALLER ART



RHEINSTAHL WANHEIM GM
BH
DUISBURG - WANHEIM



ELBASIT

SCHWEISSELEKTRODEN

FÜR DEN

STAHLBAU

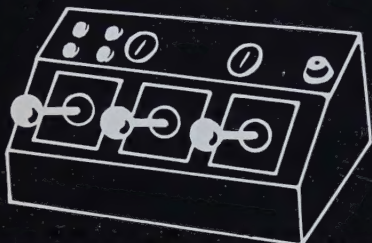


DEUTSCHE EDELSTAHLWERKE AKTIENGESELLSCHAFT
WERK BOCHUM

ENTWICKELT FÜR STAHLBAUMONTAGEN

COLES

LEICHTE BEDIENUNG



LEICHTE BEDIENUNG DURCH DRUCKTASTEN
KEINE KUPPLUNGEN - KEIN SCHALTEN
STUFENLOSE GESCHWINDIGKEITSREGULIERUNG
MILLIMETERGENAU

VOLLKOMMENE SICHERHEIT



- ÜBERLASTAUTOMAT
- ENDSCHALTER
- SELBSTTÄTIGE BREMSEN
- UMKEHRLLENKUNG



Erzieht 7 t bis auf 24 m am Haupthaken, 2,5t dreißig m hoch am Schnabel.
kann alle Teile dieselektrisch millimetergenau einfahren.

Der ganze Kran ist steuerfrei. Keine Sondergenehmigung für Straßenfahrt.
Paßt in die neuen Vorschriften mit 6 t Achslast und 18 t Gesamtgewicht.



COLES KRANE GMBH DUISBURG

RUF: DUISBURG 42691 - 42914



Carl Spaeter



STAHLBAU
HAMBURG



Großflugzeughalle Hamburg-Fuhlsbüttel für die Deutsche Lufthansa
220 x 50 m Grundfläche, 15 m l. Höhe, Gewicht 1400 t

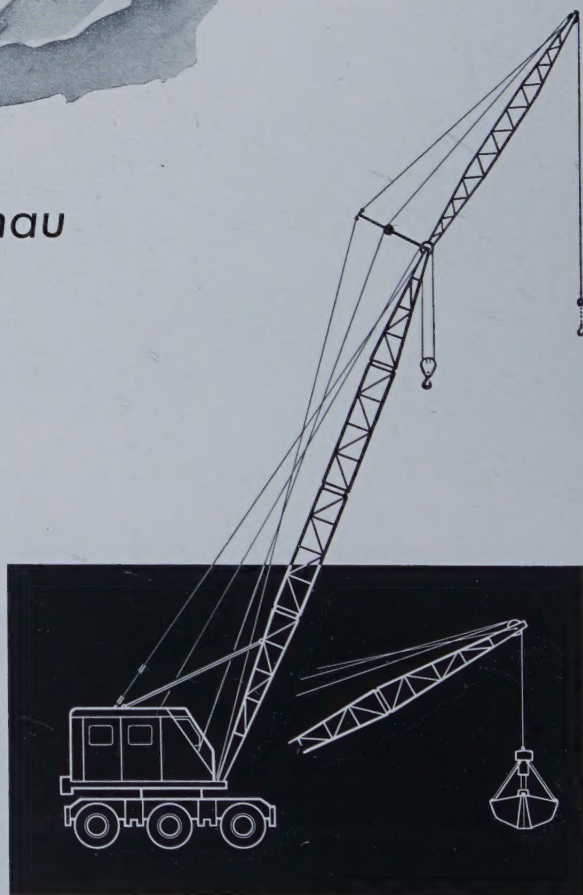
STAHLHOCH- UND BRÜCKENBAU
BEHÄLTER- UND TANKBAU
APPARATEBAU



Schwere Arbeit – schnell und genau

leisten unsere bewährten Straßenkrane, die je nach den betrieblichen Erfordernissen auf LKW-Chassis oder als Mobilkrane, aber auch mit Raupenunterwagen lieferbar sind. Vielseitig sind die Einsatzmöglichkeiten derartiger Krane.

Unsere Type 60 G weist eine maximale Tragfähigkeit von 20 t auf. Der 8,5 m lange Grundaussleger läßt sich durch Einbau genormter Zwischenstücke und mit einem beweglichen Spitzenausleger bis auf 38 m verlängern.



KRUPP-ARDELT

G M B H

WILHELM SHAVEN

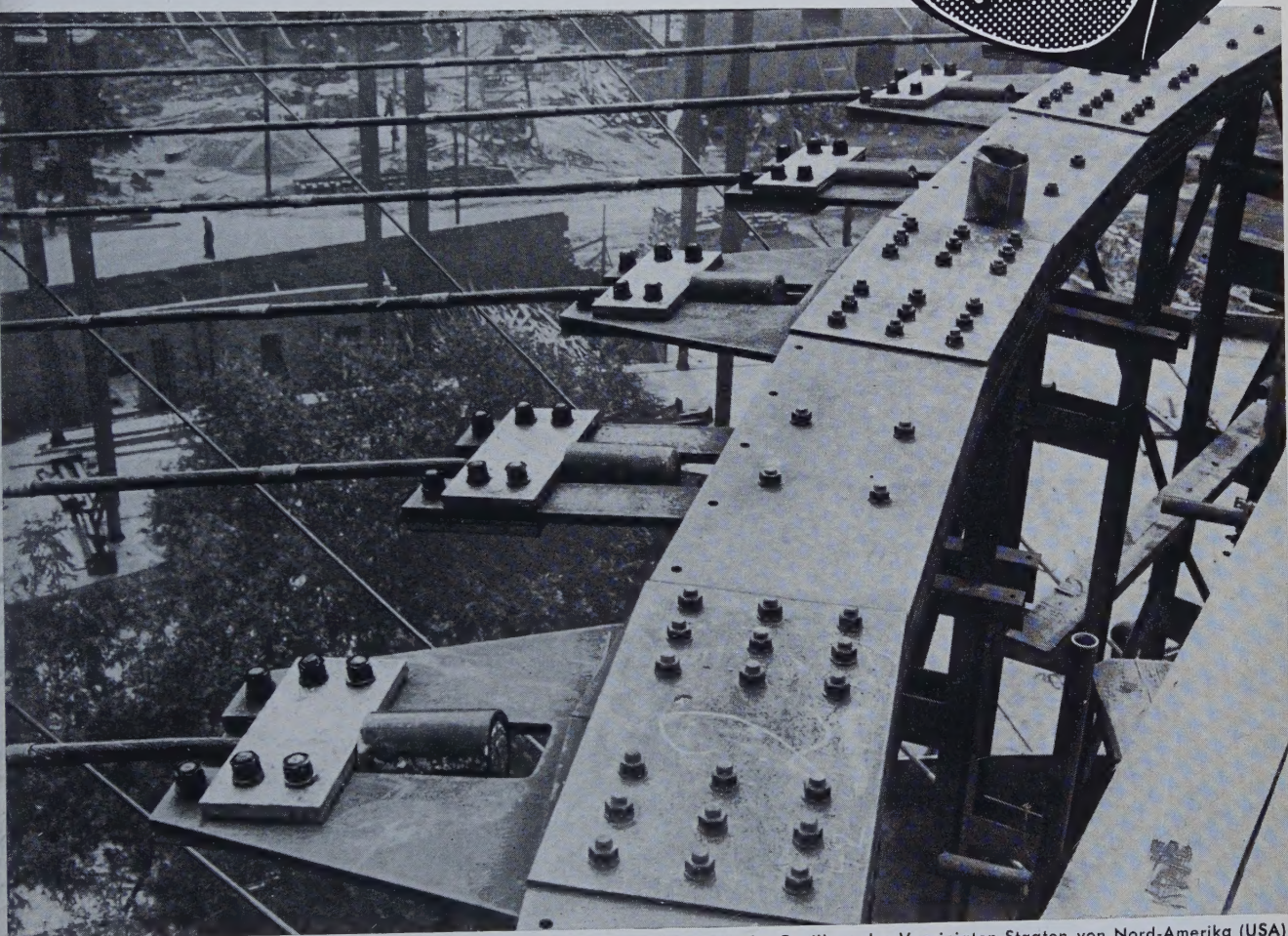
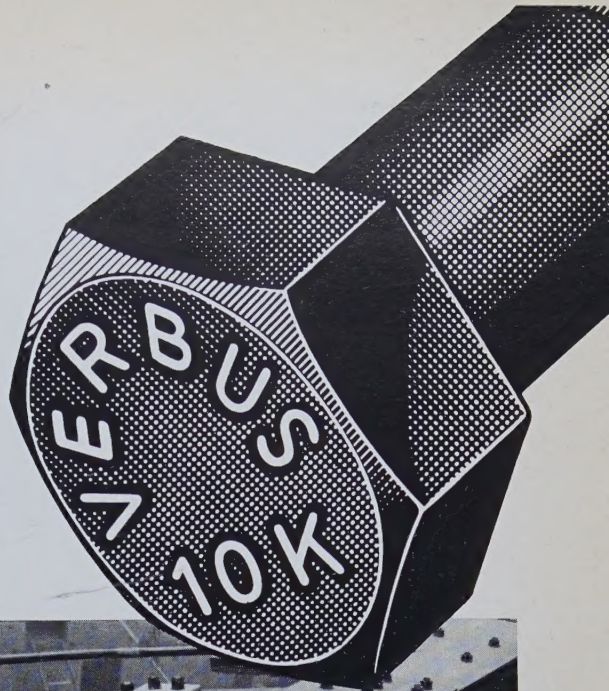


Foto: Latzel, Wesseling

Konstruktionsteil des Pavillons der Vereinigten Staaten von Nord-Amerika (USA)
auf der Weltausstellung Brüssel 1958



Der konstruktiv besonders interessante Pavillon* auf der Weltausstellung Brüssel 1958 wurde mit unseren VERBUS 10 K-Schrauben (Festigkeit 100-120 kg/mm²) hochfest verschraubt.

*Hersteller: KWE, Köln-Wesseling-Eisenbau m.b.H., Wesseling (Bez. Köln)

BAUER & SCHAURTE, NEUSS-RHEIN
VERBUS

*VERBUS REG. TRADE MARK



wo immer so ein
Bauschild steht
war der Bauherr
gut beraten



gute

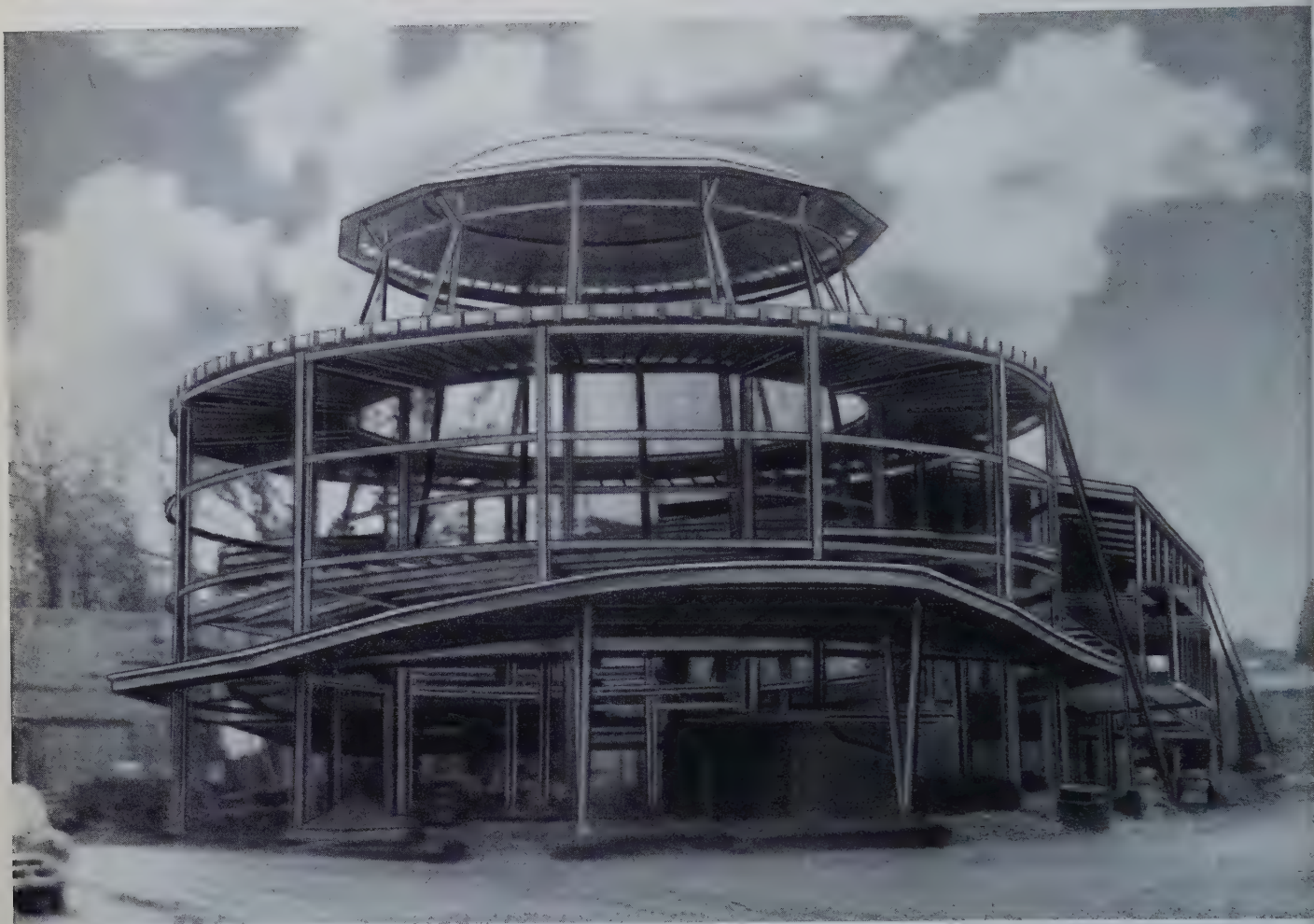
Arbeit

durch

KESTRA

Elektroden

DURIA-WERK · KARL KEMPF GMBH
NEUSS A. RHEIN · BOCKHOLTSTR. 151 · RUF: 57



Pavillon der arabischen Staaten auf der Brüsseler Weltausstellung 1958

NEUSSER EISENBAU

Bleichert K.G. - Neuss/Rh.

BRÜCKENBAU

STAHLHOCHBAU

DER STAHLBAU

Schriftleitung:

Professor Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.-h. Kurt Klöppel,
Darmstadt, Technische Hochschule

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin-Wilmersdorf
Hohenzollerndamm 169, Ruf: 87 15 56

27. Jahrgang Berlin, Mai 1958 Heft 5

Inhalt

Seite

- Fritz, B., Prof. Dr.-Ing., Karlsruhe: Radikal vorgespannte, stählerne Stabhängewerke und ihre Verwendungsmöglichkeiten 113
- Hähl, H., Dipl.-Ing., Wesseling: Die Stahlkonstruktion für den US-Pavillon auf der Weltausstellung Brüssel 1958 117
- Klöppel, Kurt, Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h., und Schönbach, W., Dipl.-Ing., Darmstadt: Wärmespannungen in rechteckig berandeten Scheiben 122
- Seils, A., Bundesbahnberrät Dipl.-Ing., München: Erläuterungen zu den „Technischen Vorschriften für den Rostschutz von Stahlbauwerken“ Ro St der Deutschen Bundesbahn — gültig vom 15. März 1957, . 126
- Morris, J. E., M.A.S.C.E., Atlanta/USA: Die Alexander-Memorial-Sporthalle in Atlanta (Georgia) USA . . 132

Verschiedenes:

- Bouc, P., Dipl.-Ing., Köln: Windkanalversuche mit Modellen vollwandiger Brücken 133
- Kalpers, H., Dr.-Ing., Refrath b. Köln: Stähle für das Ionitrieren 139
- Bücherschau 140

Bezugsbedingungen

Vierteljährlich 7,50 DM (Ausland nur ganzjährlich 30,— DM), Einzelheft 3,— DM und Zustellgeld. Monatlich ein Heft, Bezugspreis im voraus zahlbar. Bestellungen nehmen jede Buchhandlung und jede Postanstalt oder der Verlag entgegen. Postscheckkonto: Berlin-West 16 88. Abbestellungen einen Monat vor Schluß des Kalendervierteljahres.

Bestellungen für das Ausland sind zu richten

- für Österreich an Rudolf Lechner & Sohn, Wien I/1, Seilerstätte 5,
- für die Schweiz an Verlag für Wissenschaft, Technik und Industrie AG., Basel, Schützenmattstraße 43,
- für Italien an Libreria Commissionaria Sansoni, Firenze, Via Gino Capponi 26,
- für das gesamte übrige Ausland und Übersee an I. R. Maxwell & Co. Ltd., London W 1, 4/5 Fitzroy Square,

AUS DER INDUSTRIE

(Ohne Verantwortung der Schriftleitung)

Agil-Schweißelektroden, Agil-UP-Schweißdraht Freigelände Stahlstraße, Stand 501 (Hoesch-Pavillon)

Der weitere Ausbau unserer Laboratorien und Prüffelder ermöglichte auch im vergangenen Jahr eine Steigerung der intensiven Entwicklungstätigkeit. Gleichzeitig konnte damit der Rahmen unseres Agil-Kundendienstes wesentlich weiter gespannt werden, da nunmehr verstärkt Möglichkeiten für Untersuchungen metallurgischer Art, für Korrosionsproben, chemische Analysen und auch reine Schweißversuche gegeben sind.

Das Produktionsprogramm umfaßt weiterhin neben Konstruktions-Elektroden für Dünnblech und dicke Teile auch Sonderelektroden für hohe Ausbringung, weiter die vielseitig bewährten kalkbasischen Elektroden sowie Elektroden für das Auftragsschweißen.

In der Reihe der Konstruktions-Elektroden sei in der Gruppe der mittelstark umhüllten auf die Agil-Blau-Rot, die Agil-Blau-Rot S und Agil-Blau-Rot V hingewiesen. Einer starken Ummantelung weisen Agil-Weiß-Gelb und Agil-Weiß-Rot auf.

Die Kontaktelektrode Agil-Weiß-Blau zeichnet sich vor allem durch sehr leichte Verschweißbarkeit in Zwangslagen aus. Die besonders gute Eignung dieser Elektrode für Fallnähte — mit vorwiegend selbsttätiger Schlackenlösbarkeit — wird gerühmt.

Im universellen Einsatz in Stahlkonstruktionen, im Apparate- und Maschinenbau hat sich die Agil-Rot-Gelb bestens bewährt. Insbesondere sei hier auch auf die Ausführung Agil-Rot-Gelb D hingewiesen, die nach neuesten Erkenntnissen für Dünnblecharbeiten hergestellt wird.

Erwähnt sei abschließend noch ein weiterer Zweig unseres Verkaufsprogramms: Agil-UP-Schweißdraht. Agil-UP-Schweißdraht gehört zu den Spitzenqualitäten des Marktes, ebenfalls eine Folge der neuzeitlichen Fertigungsmethoden, verbunden mit Erfahrungen, die sich zum Teil auch aus der Tatsache ergeben, daß die befreundeten Konzernfirmen selbst zu den Großverbrauchern dieses Drahtes gehören und somit Fertigung und Verbrauch in einem engen Kontakt und Erfahrungsaustausch stehen.

Soeben erschienen



HÜTTE

Taschenbuch
für
Betriebsingenieure

BETRIEBSHÜTTE

BAND II · BETRIEB

Fünfte, neu bearbeitete und erweiterte Auflage
XXII, 810 Seiten · 1050 Bilder · 305 Zahlentafeln · DIN A5
Leinen 66,— DM · Leder 78,— DM

Mit Daumeneinschnitten zum Aufschlagen der Kapitel und den dazugehörigen Registerseiten sowie einem Stichwortverzeichnis mit etwa 4500 Stichwörtern

So urteilt die Fachpresse des In- und Auslandes:

... einfach vorbildlich in seiner Inhaltsfülle
und Gestaltung ...

... kostbares Nachschlagewerk ...

... zweckmäßige und würdige Ausstattung ...

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN · BERLIN

Zu beziehen durch jede Buchhandlung

DER STAHLBAU

Schriftleitung:

Professor Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. Kurt Klöppel, Darmstadt, Technische Hochschule
Fernsprecher: Darmstadt 40 41, Anschluß 245

27. Jahrgang

BERLIN, Mai 1958

Heft 5

Radial vorgespannte, stählerne Stabhängewerke und ihre Verwendungsmöglichkeiten

Von Prof. Dr.-Ing. B. Fritz, Technische Hochschule Karlsruhe

DK 624.916.014.2 Hängende Dächer aus Stahl

1. Einführung

Stählerne Hängedachkonstruktionen sind bisher fast ausschließlich in den USA ausgeführt worden. Man hat dabei in der Regel durchhängende Stahlseile als Tragelemente angeordnet und folgende Konstruktionsarten ausprobiert:

- einfach gekrümmte Seiltragwerke mit nebeneinanderliegenden Tragseilen und
- in Längs- und Querrichtung gegenläufig gekrümmte Sattel-Tragflächen mit zwei sich kreuzenden (und berührenden) Tragseilscharen.

Die mit beiden Systemen gemachten Erfahrungen waren aber wenig befriedigend. Es ergaben sich wohl bemerkenswert geringe Konstruktionsgewichte, aber gleichzeitig auch einige bedenkliche und unter Umständen untragbare technische Mängel. Da bei den Ausführungen mit zwei sich kreuzenden Tragseilscharen diese nur eine ganz geringe Montageanspannung erhielten, waren alle derartigen Hängedächer sehr „verformungsanfällig“ und zeigten bei Temperaturänderungen, einseitigem Windeinfall und Schneebelastungen ein untragbar großes Verformungsspiel. Sie eignen sich daher nur für fliegende Bauten, bei denen die Dachabdeckung lediglich als Sonnen- und Regenschutz zu dienen, aber keinerlei wärmedämmende Aufgaben zu erfüllen hat und somit eine dünne, verformungsunempfindliche Kunststoff- oder Metallhaut als Dachabdeckung gewählt werden kann. In einigen Fällen stellten sich, insbesondere an den Stellen mit großen Krümmungsradien, sogar Schwing- und Flattererscheinungen ein, die einen nachträglichen Einbau von lotrechten oder schrägen Halteseilen erforderlich machten.

Die Versuche, derartige Hängedächer mit wärmedämmenden Bauplatten abzudecken, führten infolge der außergewöhnlich großen Verformungsschwingweiten meist zu örtlichen Zerstörungen und Undichtigkeiten in der Dachhaut.

Die Zukunft der stählernen Hängedachkonstruktionen hängt daher wohl in erster Linie davon ab, ob es gelingt,

- die Verformungen und insbesondere das Verformungsspiel der tragenden Dachkonstruktion auf ein unschädliches Kleinstmaß herabzumindern,
- für die Verankerung der Hängetrageile eine konstruktiv vorteilhafte Lösung zu finden.

2. Das in sich geschlossene, ebene Radialstab-Spannwerk

2.1 Tragsystemausbildung und konstruktive Hinweise

Das zu untersuchende Radialstab-Spannwerk besteht nach Bild 1 aus zwei in einer Ebene liegenden Verankerungsringen a und b, die durch radial angeordnete Rundstahlstäbe oder Seile c miteinander verbunden sind. Um die im Gebrauchszustand unter lotrechten Belastungen q auftretenden Durchhänge δ und somit auch das „Verformungsspiel“ $\Delta\delta$ möglichst klein zu halten, werden alle Radialstäbe vorgespannt. Bei einer sehr großen Anzahl von Radial-Spannstäben ist je nach der Grundrißgestalt des frei zu überdachenden Raumes eine kreisförmige oder elliptische Form der beiden Verankerungsringe zweckmäßig. Bei einer nur geringen Anzahl von Radialstabbündeln ist es ratsam, den äußeren und den inneren Verankerungsrahmen, wie in Bild 2 dargestellt, als Vielecke auszubilden.

Es ist stets anzustreben, die Radialstabkräfte und die Formen der Verankerungskonstruktionen so aufeinander abzustimmen, daß der außenliegende Verankerungsring möglichst nur Druckkräfte, und die innenliegende Verankerungskonstruktion nur Zugkräfte aufzunehmen hat, d. h. in der Tragwerksebene praktisch keine Biegemomente auftreten.

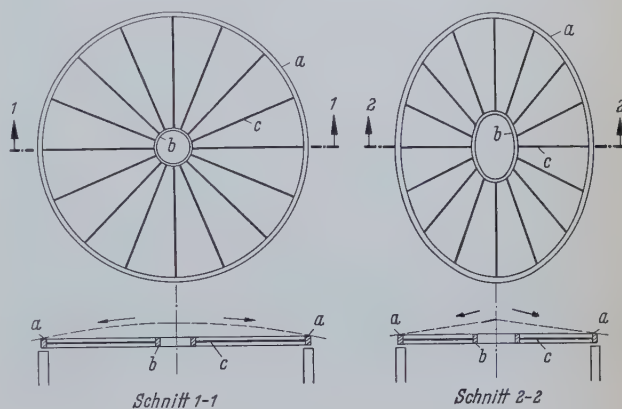


Bild 1. Draufsicht und Längsschnitt durch ein kreisförmiges und elliptisches Radialstab-Spannwerk

Die Anordnung einer größeren Anzahl von Radialstäben verringert nicht nur die Knicklängen des äußeren Druckringes, sondern erleichtert auch das unmittelbare Auflagern des Dachaufbaues und das Anbringen von Akustik- und Dämmplatten, da dann keine zusätzlichen Zwischentragteile mehr erforderlich werden.

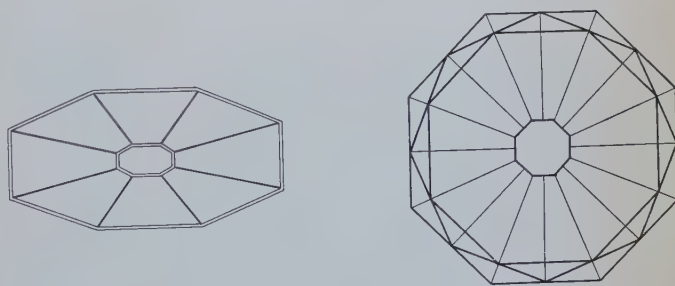


Bild 2. Radialstab-Spannwerke mit Vieleck-Verankerungsrahmen

Wird der äußere Verankerungsrahmen nicht kontinuierlich aufgelagert, sondern nur an einzelnen Stellen unterstützt, so kann den dann senkrecht zur Tragwerksebene auftretenden Biegemomenten durch eine zweckmäßige Querschnittsform Rechnung getragen werden, z. B. durch einen hochkant stehenden Rechteck- oder Hohlkastenquerschnitt.

Die Verankerungsringe können in Stahl oder Stahlbetonfertigteilen ausgeführt und vollwandig, fachwerkartig oder massiv ausgebildet werden.

Das erforderliche Dachgefälle kann durch eine geringe Querneigung oder durch einen kegel- oder kugelmantelartigen, flachen Dachaufbau hergestellt werden. Um bei weitgespannten Dachkon-

strukturen ohne zusätzliche Dachaufbauten ein ausreichendes Dachgefälle zu schaffen, kann man zwei je in sich geschlossene, ebene Radialstab-Spannwerke — wie dies als schematische Ansicht in den Bildern 3 und 4 und als Modellbild in den Bildern 5 und 6 dargestellt ist — gegeneinander geneigt und sich gegenseitig durchdringend anordnen.

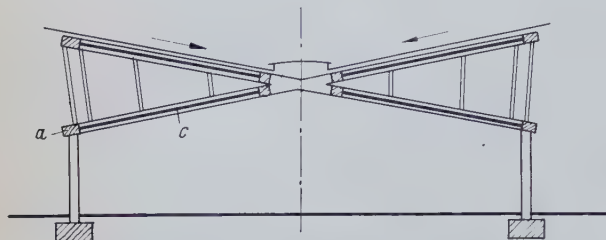


Bild 3. Längsschnitt durch zwei gegeneinander geneigt angeordnete, ebene Radialstab-Spannwerke

und die nach Bild 7 sich im Außenring als Druckkraft und im Innenring als Zugkraft auswirkende Ringkraft K aus

$$K = \mp \frac{H}{2 \sin\left(\frac{\varphi}{2}\right)} = \mp \frac{H}{2 \sin\left(\frac{180^\circ}{m}\right)} \sim \mp H \frac{m}{2\pi} \dots (2)$$

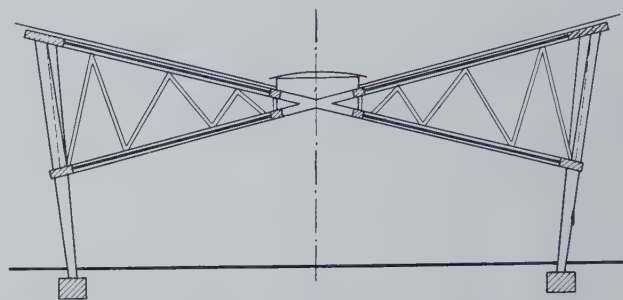


Bild 4. Längsschnitt durch zwei sich geneigt durchdringende Spannwerke bei Ausfachung der äußeren Verankerungsrahmen

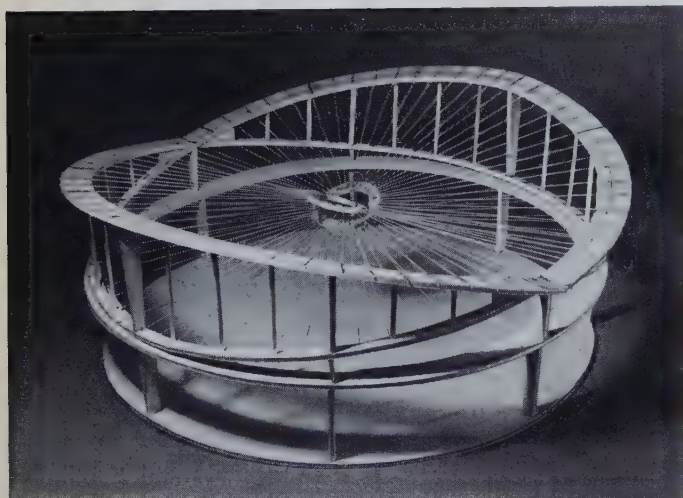


Bild 5. Modellbild einer aus zwei gegenseitig geneigten Spannwerken bestehenden Rundbauüberdachung ohne Dachhaut

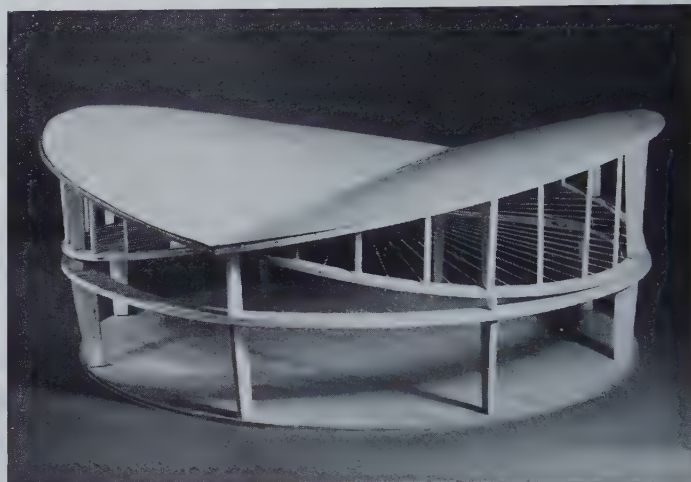


Bild 6. Modellbild einer aus zwei gegenseitig geneigten Spannwerken bestehenden Rundbauüberdachung mit Dachhaut

2.2 Berechnungsgrundlagen

Es bedeuten im folgenden:

- R_a den Außenringhalbmesser,
- R_i den Innenringhalbmesser,
- $l = 2R_a$ die Außenringstützweite,
- m die Teilungszahl, d. i. die Anzahl der radial angeordneten Rundstahlstäbe oder Rundstahl-Stabbündel,
- $F = a \cdot F_1$ die Gesamtquerschnittsfläche eines aus a Radialstäben mit der Querschnittsfläche F_1 bestehenden Radialstabbündels,
- F_a die Querschnittsfläche des außenliegenden Druckringes,
- F_i die Querschnittsfläche des innenliegenden Zugringes,
- q die Dachbelastung pro m^2 Grundrißfläche,
- q_0 die größte Belastungsordinate der auf ein Radialstabbündel entfallenden Dreiecksbelastung,
- V die Vorspannkraft eines Radialstabbündels,
- H die durch einen Radialstabbündel auf den Außen- und Innenring ausgeübte Horizontalkraft,
- S_g die im Gebrauchszustand in einem Radialstabbündel vorhandene Größtstabskraft,
- K die im Außen- und Innenring auftretende Ringkraft,
- E den Elastizitätsmodul des Radialstabstahles,
- E_r den Elastizitätsmodul des Ringstahles,
- δ_s der in Dachmitte auftretende größte Durchhang,
- $\Delta\delta_s$ das in Dachmitte auftretende größte Verformungsspiel.

Bei einer Anordnung von m Radialstäben oder Radialstabbündeln erhält man die für einen Radialstabzug maßgebende Größt-Belastungsordinate q_0 aus

$$q_0 = q \frac{l\pi}{m}, \dots (1)$$

Da sich sowohl die Verkürzung des äußeren Druckringes als auch die Verlängerung des inneren Zugringes auf den Radialstabdurchhang wie eine Verminderung Δl_0 der Stützweite l des Hängesystems auswirken, werden beide Beiträge zusammengefaßt. Man erhält allgemein

$$\Delta l_0 = 2 \frac{K}{E_r} \left(\frac{R_a}{F_a} + \frac{R_i}{F_i} \right) \sim H \frac{m}{\pi E_r} \left(\frac{R_a}{F_a} + \frac{R_i}{F_i} \right) \dots (3)$$

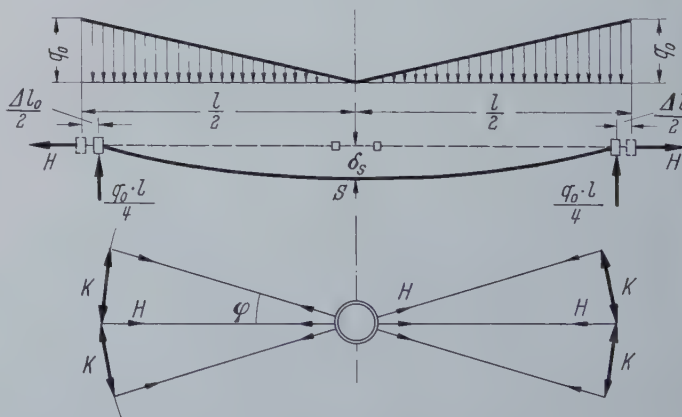


Bild 7. Schematisiertes statisches System

Aus der Bedingung, daß der Radialstab nur Normalkräfte aufnehmen kann, d. h.

$$M_s = 0, \dots (4)$$

erhält man nun

$$H = \frac{q_0 l^2}{24 \delta_s} \dots (5)$$

Da das Vorspannen der Radialstäbe und somit auch das Spannen der beiden Verankerungsringe zweckmäßig vor der Einwirkung der

lotrechten Belastung erfolgt, kann sich nur die elastische Längenänderung

$$\Delta l = \frac{\Delta S l'}{EF} \sim (H - V) \frac{l'}{EF} \dots (6)$$

der Länge l oder $l' = l - 2 R_i$ des Radialstabzuges und ebenso nur die Verminderung

$$\Delta l_0 = (H - V) \frac{m}{\pi E_r} \left(\frac{R_a}{F_a} + \frac{R_i}{F_i} \right) \dots (7)$$

der Außenringstützweite l auf die Größe der Einsenkung δ_s auswirken.

Bei Berücksichtigung des auf die Belastungsarten abgestimmten kubischen Verlaufes der Durchhanglinie erhält man außerdem die Beziehung

$$\Delta l = \frac{18 \delta_s^2}{5 l} - \Delta l_0 \dots (8)$$

Durch Gleichsetzen der Beziehungen (6) und (8) ergibt sich bei Berücksichtigung der Gleichungen (5) und (7):

$$\delta_s^3 + V \frac{5 l}{18} \left[\frac{l'}{EF} + \frac{m}{\pi E_r} \left(\frac{R_a}{F_a} + \frac{R_i}{F_i} \right) \right] \delta_s - \frac{5 q_0 l^3}{432} \left[\frac{l'}{EF} + \frac{m}{\pi E_r} \left(\frac{R_a}{F_a} + \frac{R_i}{F_i} \right) \right] = 0 \quad (9)$$

oder
$$\delta_s^3 + V \frac{5 l}{18} C \delta_s - \frac{5 q_0 l^3}{432} C = 0,$$

und daraus:

$$\delta_s = \sqrt[3]{\frac{5 q_0 l^3}{864} C} + \sqrt[3]{\left(\frac{5 q_0 l^3}{864} C \right)^2 + \left(\frac{5 V l}{54} C \right)^3} + \sqrt[3]{\frac{5 q_0 l^3}{864} C - \sqrt[3]{\left(\frac{5 q_0 l^3}{864} C \right)^2 + \left(\frac{5 V l}{54} C \right)^3}}, \dots (10)$$

$$V = \frac{q_0 l^2}{24 \delta_s} - \frac{18 \delta_s^2}{5 l \left[\frac{l'}{EF} + \frac{m}{\pi E_r} \left(\frac{R_a}{F_a} + \frac{R_i}{F_i} \right) \right]}, \dots (11)$$

$$q_0 = \frac{24 \delta_s}{l^2} \left\{ V + \frac{18 \delta_s^2}{5 l \left[\frac{l'}{EF} + \frac{m}{\pi E_r} \left(\frac{R_a}{F_a} + \frac{R_i}{F_i} \right) \right]} \right\} \quad (12)$$

Die Spannungsnachweise werden mit den Beziehungen

$$\sigma_v = \frac{S_v}{F} \sim \frac{V}{F}, \dots (13)$$

$$\sigma_q = \frac{S_q}{F} \sim \frac{H}{F} \sim \frac{q_0 l^2}{24 \delta_s F}, \dots (14)$$

$$\sigma_a = \frac{\omega K}{F_a} \sim - \frac{\omega H m}{2 \pi F_a} \sim - \frac{q_0 l^2 m \omega}{48 \pi \delta_s F_a}, \dots (15)$$

$$\sigma_i = \frac{R_i}{F_i} \sim + \frac{q_0 l^2 m}{48 \delta_s \pi F_i} \dots (16)$$

erbracht.

Um bei gewählten Werten für l , R_a und R_i für eine gegebene Belastung q die erforderlichen Querschnittsflächen F , F_a und F_i sowie die erforderliche Vorspannkraft V zu ermitteln, kann man folgendermaßen vorgehen:

Man schreibt zunächst als größtzulässige Einsenkung unter der Vollbelastung q das Maß

$$\max \delta_s = \frac{l}{n} \dots (17)$$

vor. Läßt man dann als Größtspannung im Gebrauchszustand

$$\sigma_{zul} = \frac{\sigma_D}{\nu_D} \dots (18)$$

zu, worin σ_D die Spannung beim Erreichen der ausgeprägt vorhandenen oder technisch definierten Dehngrenze des jeweils verwendeten Stahles bedeutet und ν_D als „Sicherheitsfaktor“ aufzufassen ist, so erhält man über Gleichung (14) die für ein Radialstabbündel mit a Rundstahlstäben erforderliche Querschnittsfläche aus:

$$\text{erf } F = a \cdot F_1 = \frac{q l^2 \pi n \nu_D}{24 m \sigma_D} \dots (19)$$

oder
$$m \cdot a \cdot F_1 = \frac{q l^2 \pi n \nu_D}{24 \sigma_D} \dots (20)$$

Mit der dann im Gebrauchszustand vorhandenen Ringkraft

$$K \sim \frac{q l^2 n}{48} \dots (21)$$

erhält man die für den Außenring erforderliche Querschnittsfläche F_a über die Gleichung (15) aus:

$$\text{erf } F_a = \frac{q l^2 n \nu_D \omega}{48 \sigma_D}, \dots (22)$$

und für den Innenring

$$\text{erf } F_i = \frac{q l^2 n \nu_D}{48 \sigma_D} \dots (23)$$

Die erforderliche Vorspannkraft V eines Radialstabzuges oder Radialstabbündels ergibt sich über die Gleichungen (1), (11) und (17) genau genug mit

$$\text{erf } V \sim \frac{q l^2 \pi n}{24 m} - \frac{18}{5 n^2 \left(\frac{1}{EF} + \frac{m}{2 \pi E_r F_a} \right)} \dots (24)$$

Der einer Vorspannkraft V entsprechende Spannweg ergibt sich aus der elastischen Verlängerung Δ_s eines Radialstabes oder Radialstabbündels und aus der gegenseitigen Verschiebung Δ_r der beiden Verankerungsenden, die durch die Verkürzungen des Druckringes und die Verlängerungen des Zugringes entsteht. Nach dem Abschluß des Vorspannens muß daher der Spannweg

$$\Delta = \Delta_s + \Delta_r = V \left[\frac{1}{EF} (R_a - R_i) + \frac{m}{2 \pi E_r} \left(\frac{R_a}{F_a} + \frac{R_i}{F_i} \right) \right] \quad (25)$$

erreicht sein.

2.3 Zahlenbeispiel

$$l = 2 R_a = 40,00 \text{ m}, \quad R_i = 2,00 \text{ m}, \quad l' = l - 2 R_i = 36,00 \text{ m}, \\ q = 0,150 \text{ t/m}^2, \quad \nu_D = 1,40, \quad E = E_r = 2100000 \text{ kg/cm}^2.$$

Für die Radialstäbe wird St 80/105 mit $\sigma_D = 8000 \text{ kg/cm}^2$ und für die Verankerungsringe St 24/37 mit $\sigma_D = 2400 \text{ kg/cm}^2$ gewählt. Die Vorbemessung erfolgt nach freier Wahl der Nebenbedingung

$$\max \delta_s = \frac{l}{80}$$

und somit $n = 80$ mit Hilfe der Gleichungen (20) und (22).

Man erhält aus der Gleichung (20) zunächst

$$m \cdot a \cdot F_1 = \frac{0,15 \cdot 40^2 \cdot 3,14 \cdot 1,40}{24 \cdot 80000} = 0,044 \text{ m}^2.$$

Aus den beigegeführten Bemessungstabeln 1 bis 3 wird für Rundstahl $\phi 26$ mit $F_i = 5,31 \text{ cm}^2$ der Zahlenwert $509,76 \text{ cm}^2 > 440 \text{ cm}^2$ entnommen, welcher der Wahl einer Teilungszahl $m = 48$ und $a = 2$, d. h. zwei Rundstahlstäben pro Radialbündel, entspricht.

Tafel 1. $m \cdot a \cdot F_1$ - Werte in cm^2 für Stahl $\phi 12$

$F_1 = 1,13 \text{ cm}^2 \quad \phi 12 \quad \text{St 125/140 mit Gewindeenden}$								
$m \backslash a$	1	2	3	4	5	6	7	8
6	6,78	13,56	20,34	27,12	33,90	40,68	47,46	54,24
8	9,04	18,08	27,12	36,16	45,20	54,24	63,28	72,32
9	10,17	20,34	30,51	40,68	50,85	61,02	71,19	81,36
12	13,56	27,12	40,68	54,24	67,80	81,36	94,92	108,48
16	18,08	36,16	54,24	72,32	90,40	108,48	126,56	144,64
18	20,34	40,68	61,02	81,36	101,70	122,04	142,38	162,72
24	27,12	54,24	81,36	108,48	135,60	162,72	189,84	216,96
27	30,51	61,02	91,53	122,04	152,55	183,06	213,57	244,08
32	36,16	72,32	108,48	144,64	180,80	216,96	253,12	289,28
36	40,68	81,36	122,04	162,72	203,40	244,08	284,76	325,44
48	54,24	108,48	162,72	216,96	271,20	325,44	379,68	433,92
54	61,02	112,04	183,06	244,08	305,10	360,12	427,14	488,16
64	72,32	144,64	216,96	289,28	361,60	433,92	506,24	578,56
72	81,36	163,72	244,08	325,44	406,80	488,16	569,52	650,88

Es ist dann

$$F = a \cdot F_1 = 10,62 \text{ cm}^2.$$

Mit der gewählten Teilungszahl $m = 48$ erhält man dann nach der Gleichung (1)

$$q_0 = 0,15 \cdot \frac{40 \cdot 3,14}{48} = 0,393 \text{ t/m}.$$

Die erforderliche Druckring-Querschnittsfläche ergibt sich für $\omega \sim 1,1$ aus der Gleichung (22) mit

$$\text{erf } F_a = \frac{0,15 \cdot 40^2 \cdot 80 \cdot 1,4 \cdot 1,1}{48 \cdot 24000} = 0,0257 \text{ m}^2.$$

Es wird $F_a = 300 \text{ cm}^2$ und $F_i = 250 \text{ cm}^2$ gewählt.

Tafel 2. $m \cdot a \cdot F_1$ — Werte in cm^2 für Stahl $\phi 18$

$F_1 = 2,54 \text{ cm}^2 \quad \phi 18 \quad \text{St 60/90 mit Gewindeenden}$						
$m \backslash a$	1	2	3	4	5	6
6	15,24	30,48	45,72	60,96	76,20	91,44
8	20,32	40,64	60,96	81,28	101,60	121,92
9	22,86	45,72	68,58	91,44	114,30	137,16
12	30,48	60,96	91,44	121,92	152,40	182,88
16	40,64	81,28	121,92	162,56	203,20	243,84
18	45,72	91,44	137,16	182,88	228,60	274,32
24	60,96	121,92	182,88	243,83	304,80	365,76
27	68,58	137,16	205,74	274,32	342,90	411,48
32	81,28	162,56	243,84	325,12	406,40	487,68
36	91,44	182,88	274,32	365,76	457,20	548,64
48	121,92	243,84	365,76	487,68	609,60	731,52
54	137,16	274,32	411,48	548,64	685,80	822,96
64	162,56	325,12	487,68	650,24	812,80	975,36
72	182,88	365,76	548,64	731,52	914,40	1097,28

Tafel 3. $m \cdot a \cdot F_1$ — Werte in cm^2 für Stahl $\phi 26$

$F_1 = 5,31 \text{ cm}^2 \quad \phi 26 \quad \text{St 60/90 oder St 80/105 mit Gewindeenden}$						
$m \backslash a$	1	2	3	4	5	6
6	31,86	63,72	95,58	127,44	159,30	191,16
8	42,48	84,96	127,44	169,92	212,40	254,88
9	47,79	95,58	143,37	191,16	238,95	286,74
12	63,72	127,44	191,16	254,88	318,60	382,32
16	84,96	169,92	254,88	339,84	424,80	509,76
18	95,58	191,16	286,74	382,32	477,00	573,48
24	127,44	254,88	382,32	509,76	637,20	764,64
27	143,37	286,74	430,11	573,48	716,85	860,22
32	169,92	339,84	509,76	679,68	849,60	1019,52
36	191,16	382,32	573,48	764,64	955,80	1146,96
48	254,88	509,76	764,64	1019,52	1274,40	1529,28
54	286,74	573,48	860,22	1146,96	1433,70	1720,44
64	339,84	679,68	1019,52	1359,36	1699,20	2039,04
72	382,32	764,64	1146,96	1529,28	1911,60	2293,02

Die erforderliche Vorspannkraft V eines Radial-Stabbündels errechnet sich aus der Gleichung (24) mit:

$$\text{erf } V = \frac{0,15 \cdot 40^2 \cdot 3,14 \cdot 80}{24,48} - \frac{18 \cdot 21\,000\,000}{5,80^2 \left[\frac{1}{0,001\,062} + \frac{48}{2 \cdot 3,14 \cdot 0,030} \right]} = 52,35 - 9,88 = 42,47 \text{ t.}$$

Es wird $V = 50 \text{ t}$ gewählt.

Mit den gegebenen Systemabmessungen, den ermittelten oder gewählten Querschnittsflächen sowie der Vorspannkraft $V = 50 \text{ t}$ wurden über die Gleichung (9) oder (10) die sich unter den Belastungen $0,2 q$, $1,0 q$, $1,75 q$ und $2,5 q$ jeweils einstellenden Einsenkungen δ_s berechnet und in der Tafel 4 zusammengestellt. Die dazugehörigen Radial-Stabkräfte und Stabspannungen σ_q sowie die Ring-Druckkräfte K und Ringspannungen $\frac{\sigma_a}{\omega}$ wurden nach den Beziehungen (2) und (5) sowie (14) und (15) ermittelt und ebenfalls in die Tafel 4 eingetragen.

Tafel 4. Zahlenwerte zu Bild 3

Belastung	δ_s cm	H t	σ_q kg/cm ²	K t	$\frac{\sigma_a}{\omega}$ kg/cm ²
0,2 · q	10,3	50,3	4734	384,5	— 1282
1,0 · q	44,8	58,3	5490	446,0	— 1486
1,75 · q	66,8	68,6	6460	523,6	— 1745
2,50 · q	83,1	78,8	7420	601,5	— 2006

Durch die Vorspannkraft $V = 50 \text{ t}$ wird in jedem Radial-Stabbündel die Vorspannung

$$\sigma_v = \frac{V}{F} = \frac{50\,000}{10,62} = 4710 \text{ kg/cm}^2$$

erreicht. Um den günstigen Einfluß der Radialstab-Vorspannung besonders deutlich hervortreten zu lassen, wurden aus der sich für $V = 0$ ergebenden Sonderform

$$\delta_s = \sqrt[3]{\frac{5 q_0 l^3}{432} \left[\frac{l'}{E F} + \frac{m}{\pi E_r} \left(\frac{R_a}{F_a} + \frac{R_i}{F_i} \right) \right]} \quad . \quad (26)$$

der Gleichung (9) die den Belastungen $0,2 q$ bis $2,5 q$ entsprechenden Einsenkungen δ_s ebenfalls errechnet und in der Tafel 5 zusammen-

Tafel 5. Zahlenwerte zu Bild 9

Belastung	δ_s cm	H t	σ_q kg/cm ²	K t	$\frac{\sigma_a}{\omega}$ kg/cm ²
0,2 · q	50,1	10,44	984	79,8	— 266
1,0 · q	85,6	30,56	2880	233,6	— 778
1,75 · q	103,2	44,30	4170	338,6	— 1128
2,50 · q	116,1	56,30	5300	431,0	— 1436

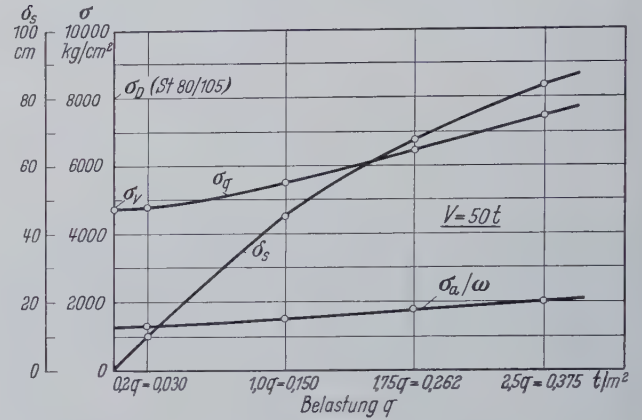


Bild 8. Abhängigkeit der Einsenkungen und Spannungen von den lotrechten Querbelastungen bei einer Vorspannkraft V von 50 t pro Radialbündel

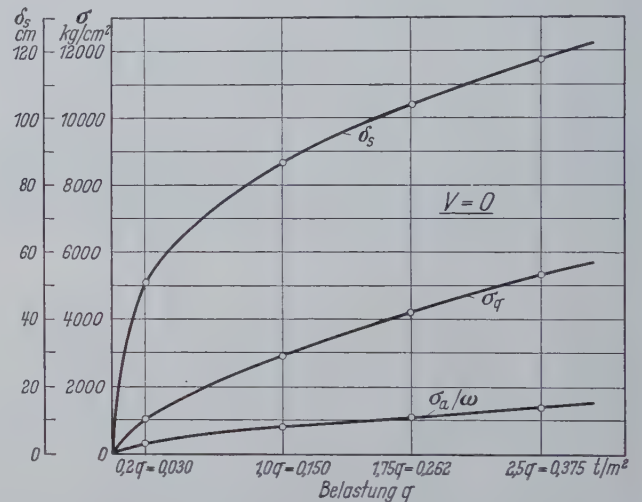


Bild 9. Abhängigkeit der Einsenkungen und Spannungen von den lotrechten Querbelastungen bei Verzicht auf eine Radial-Vorspannung

gestellt. Die in den Bildern 8 und 9 aufgetragenen Zahlenergebnisse lassen zunächst erkennen, daß sich bei einem nicht vorgespannten Radialstab-Hängewerk sehr viel größere Durchsenkungen δ_s ergeben, und daß insbesondere bei geringen Belastungen eine bemerkenswerte Verformungsempfindlichkeit vorliegt.

Bei einem kräftig vorgespannten Radialstab-Spannwerk hat — wie ebenfalls aus den Zahlenergebnissen hervorgeht — die Gebrauchsbelastung q nur noch eine geringe Vergrößerung der Radialstab-Spannungen zur Folge, d. h. es ist sehr unempfindlich gegen Belastungssteigerungen und besitzt daher eine erfreulich große Tragsicherheit.

Für das vorliegende Zahlenbeispiel erhält man

$$\sigma_{1,0 q} = 1,166 \cdot \sigma_v,$$

$$\sigma_{2,5 q} = 1,577 \cdot \sigma_v = 7420 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_D = 8000 \text{ kg/cm}^2.$$

In den indirekt vorgespannten Verankerungsringen liegen gemäß dieselben Verhältnisse vor.

Bei Berücksichtigung eines nach oben gerichteten und somit entlastenden Windsoges erhält man das größtmögliche Verformungsspiel $\Delta \delta_s$ aus der Differenz der Einsenkungen δ_s für die Belastungen $1,0 q$ und $0,2 q$ mit

$$\max \Delta \delta_s = 44,8 - 10,3 = 34,5 \text{ cm} = \frac{l}{116}.$$

Für das behandelte Zahlenbeispiel erhält man folgenden Stahlwand:

Radialstäbe einschl. Muttern und Unterlagsplatten	7,45 t
Innenring einschl. Futter und Stöße	2,50 t
Außenring einschl. Stöße	30,00 t
Gesamtgewicht der stählernen Überdachung	39,95 t

Das als Tragwerksbelastung einzusetzende Gewicht der Stahlkonstruktion ergibt sich aus

$$g_{st} = \frac{7450 + 2500}{1256} = 7,93 \text{ kg/m}^2.$$

Da der außenliegende stählerne Druckring im vorliegenden Fall etwa $\frac{3}{4}$ des gesamten Stahlbedarfs ausmacht, ist es unter Umständen wirtschaftlicher, diesen in Stahlbeton auszuführen und dabei Fertigteile zu verwenden.

Die Stahlkonstruktion für den US-Pavillon auf der Weltausstellung Brüssel 1958

Von H. Hähl, Wesseling

DK 725.91 Ausstellungsbauten — DK 624.916.014.2 Hängende Dächer aus Stahl

Allgemeines

Bei einem Rundgang durch das Brüsseler Weltausstellungsgelände lassen sich eine bemerkenswerte Anzahl in Stahl ausgeführter weitgespannter Hallenkonstruktionen, trotz völlig verschiedener Grundrissformen ein gemeinsames Merkmal auf: Das seilverspannte Dach. U. a. seien hier die Ausstellungshallen von Brasilien, der Europäischen Wirtschaftsorganisation (OEEC), Frankreich und den Vereinigten Staaten von Nordamerika genannt.

Abgesehen von wirtschaftlichen Vorteilen bietet die Seilkonstruktion dem Planer eine Fülle neuer Möglichkeiten — man denke nur an den ungehinderten Tageslichteinfall —, die bei Fachwerk- oder Vollwandkonstruktionen nicht in diesem Maße gegeben sind.

Der Pavillon der USA, auf den hier näher eingegangen werden soll, ist gekennzeichnet als Rundbau und stellt in dieser Form die

Ideallösung für ein seilverspanntes Dach dar. Über die statische Berechnung und die Möglichkeiten einer noch wirtschaftlicheren Lösung berichtete Dr.-Ing. W. Cornelius in der letzten Ausgabe dieser Zeitschrift. Diese Abhandlung kann sich daher auf die konstruktive Lösung, einige spezielle Montagevorgänge und auf das Verhalten des seilverspannten Daches bei Wind beschränken.

2. Bauwerkbeschreibung

Der Rundbau, in Wirklichkeit ein Vieleck mit 36 gleichen Segmenten, hat einen Außendurchmesser von 104 m. Seine Höhe bis zur Traufe beträgt 22 m (Bild 1 und 2).

Auf je 36 Stützen, die in 2 Kreisen von 104 m und 92 m Durchmesser angeordnet sind, ruht der 6 m breite Druckring.

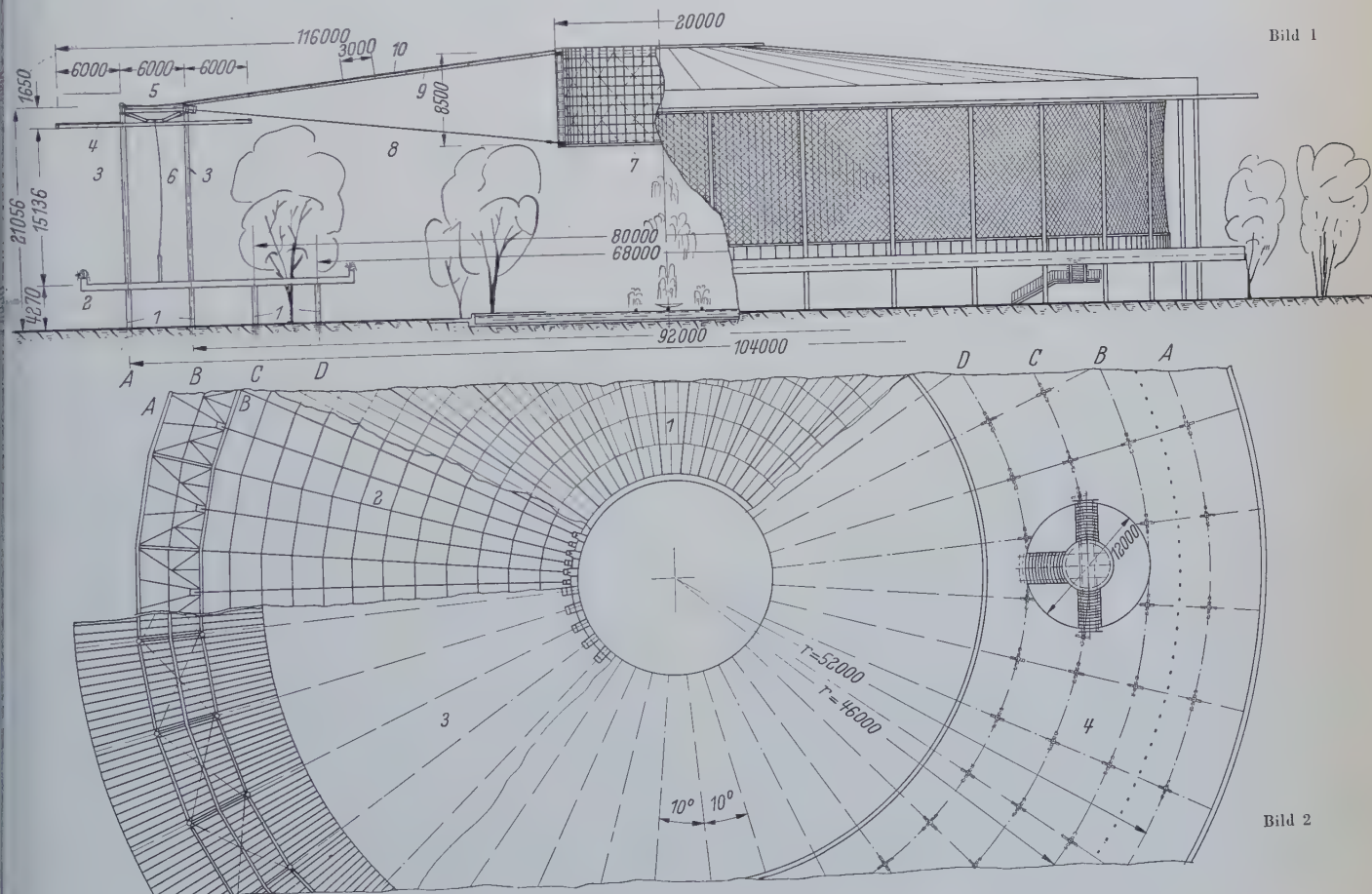


Bild 1. Ansicht und Querschnitt

- | | |
|--------------------------|---------------------------------|
| 1. Rohrstützen (Hülsen), | 6. Spannschürze, |
| 2. Betonringbühne, | 7. Zugring, |
| 3. Hauptstützen, | 8. Unterseile, |
| 4. Ringkragen, | 9. Oberseile, |
| 5. Druckring, | 10. Lichtdurchlässige Dachhaut. |

Bild 2. Draufsicht und Horizontal-Schnitte in verschiedenen Ebenen.

1. Dachhaut, 2. Druckring, Oberseile und Pfetten, 3. Ringkragen mit Unterseilen, 4. Stahlbetonbühne mit freitragender Treppe

Der Zugring in Hallenmitte ist mit 36 unteren Trageisen mit dem Druckring verbunden und wird durch 72 Oberseile stabilisiert, die zugleich die Dachneigung mit dem Regenwasserabfluß nach außen bestimmen. Ein 18 m breiter Ringkragen, 1,50 m unterhalb des Druckrings angeordnet, umschließt das Bauwerk einer Halskrause ähnlich. Die 26 m breite, in 5 m Höhe ringförmig um den Pavillon geführte Stahlbetonbühne dient als Ausstellungsfläche.

3. Konstruktion

Bei der großen Fehlerempfindlichkeit von Seilkonstruktionen war eine konstruktive Lösung anzustreben, die Fehlerquellen, sei es durch Woltoleranzen, unvermeidbare Ungenauigkeiten in der Werkstattfertigung und deren Summierung bei der Montage, möglichst ausschaltete. Zum anderen ergaben sich durch die Vielzahl gleicher Konstruktionselemente eine entsprechend große Zahl gleichförmiger Arbeitsvorgänge, die es durch möglichst einfache konstruktive Durchbildung und gründliche Arbeitsvorbereitung wirtschaftlich zu nutzen galt. Erschwerend war die begrenzende Materialauswahl bei der sechsmonatigen Auftragsabwicklung.

3.1 Stützen

Die Stützen bilden durch ihre radiale und tangentiale Einspannung am oberen und ihre allseitige Einspannung am unteren Ende

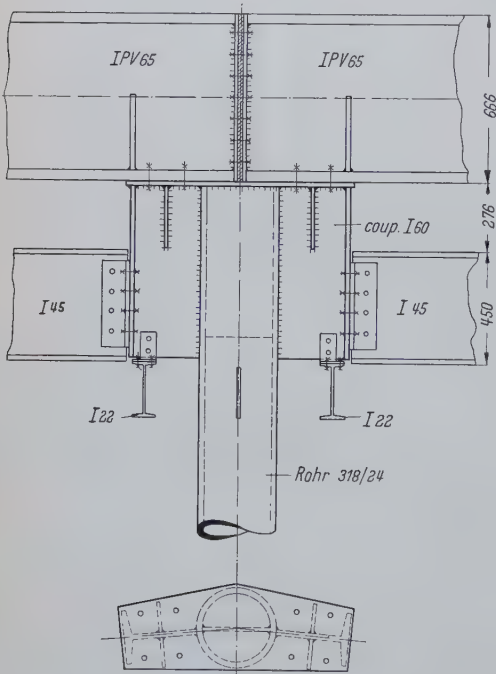


Bild 3. Kopfausbildung einer Rohrstütze mit Anschluß von Druckring und Ringkragen

ein Rahmentragwerk, das die Normalkräfte aus der Dachlast und die auf das Bauwerk wirkenden Windkräfte ableitet. Die 22 m langen Rohre — ϕ 318 mm, Wandstärke 24 mm — sind in halber Höhe durch geschweißte Stumpfstöße und eingeschrumpfte Nippel biegesteif gestoßen.

Die Ausbildung eines Stützenkopfes zeigt Bild 3. Die Verbindung einer langgezogenen Kopfplatte mit dem Druckringgurt bringt die Biegesteifigkeit in tangentialer Richtung. Coupierete I-Träger versteifen die Kopfplatte und bilden zugleich das Anschlußelement für die Ringkragenunterzüge.

Ein aufgelöster Rahmenriegel versteift die radial zueinanderstehenden Stützen (Bild 4). Das Fachwerk besteht aus zweiteiligen Gurt- und Füllstäben mit eingeschobenen Knotenblechen.

3.2 Druckring

Die Seilkräfte werden über horizontale Fachwerkdagonalen gleichmäßig auf den Innen- und Außengurt des Druckrings verteilt (Bild 5). Eine zweite Funktion erfüllt dieses Polygonfachwerk als Windträger mit der Aufnahme der Momente, Normal- und Querkkräfte aus ungleichmäßiger Verteilung des Horizontalwindes auf das zylindrische Bauwerk. Die Gurtungen bestehen aus Breitflanschträgern, die Füllglieder aus I- und U-Profilen. Nachträgliche Lasterhöhungen machten Zwischenfachwerkglieder zur Knicksicherung der Gurte erforderlich. Die an den Stößen zu übertragende Druckkraft beträgt im maßgeblichen Lastfall ca. 1100 t. Die Übertragung erfolgt durch Kontakt. Die Stöße sind über den Stützenköpfen, den Eckpunkten des Polygonzuges, angeordnet. Die oberen Knotenbleche der unter 3.1 erwähnten Fachwerk-Rahmenriegel sind zwischen die Stoßfugen der Gurte geschoben, wobei die inneren Bleche zungenförmig zur Aufnahme der 36 unteren Seilköpfe verlängert sind.

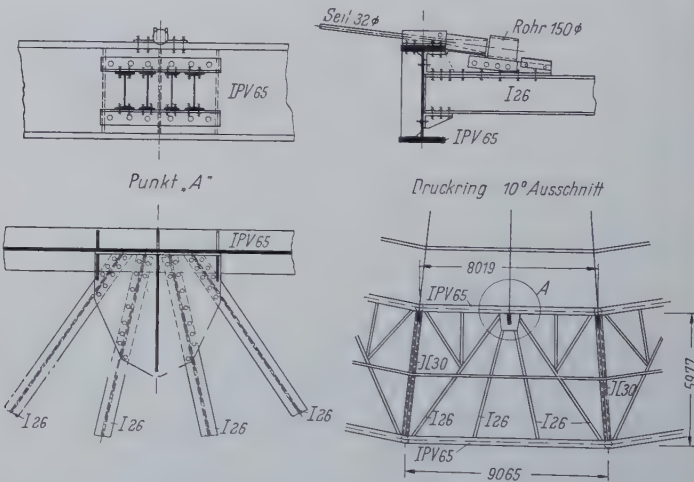


Bild 5. Draufsicht auf ein Druckringsegment. Detail A: Oberseilverankerung mit biegesteifem Anschluß der Fachwerkdagonalen

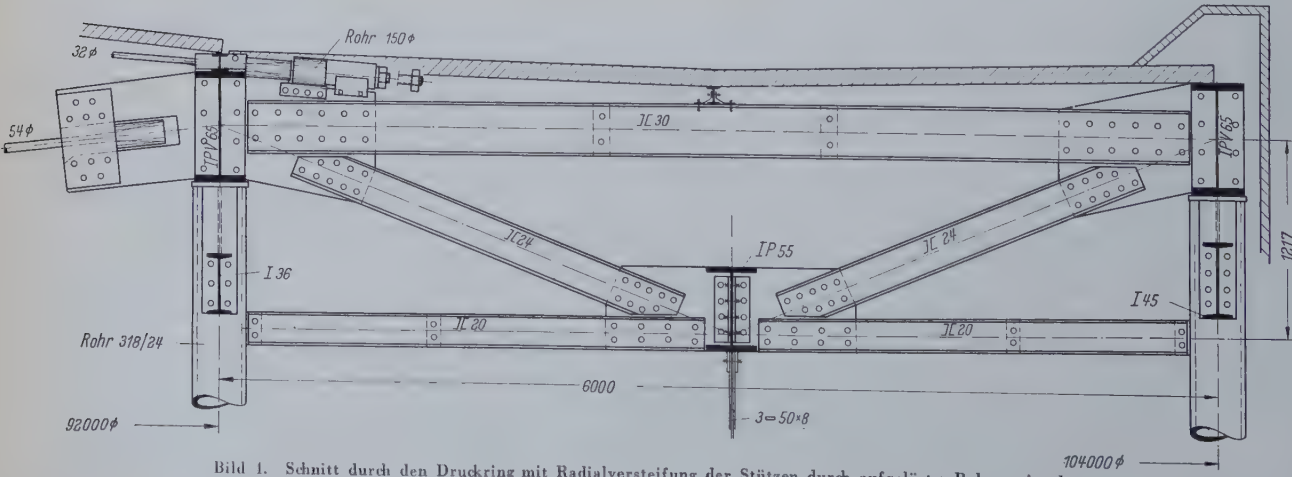
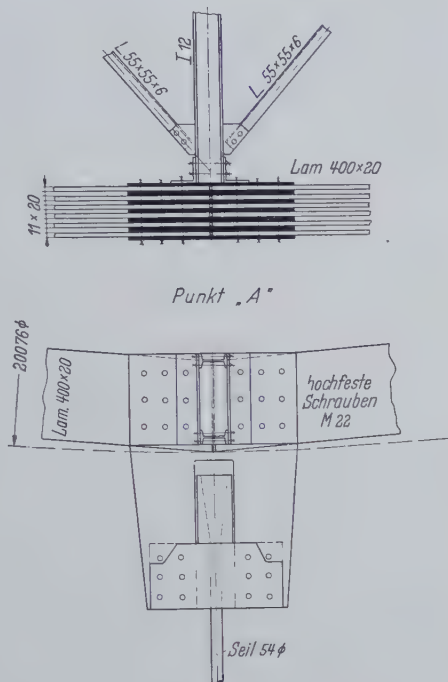


Bild 1. Schnitt durch den Druckring mit Radialversteifung der Stützen durch aufgelöste Rahmenriegel

Auf den Oberflanschen des inneren Gurtträgers sind die Halteeisen für die Seilköpfe der 72 Oberseile angeschraubt. Sie befinden sich jeweils über dem Gurtstoß und in Trägermitte. Der exzentrische Anschluß der Oberseile am Druckring (Bild 5) gestattete eine zweckmäßige Anordnung der hydraulischen Pressen, mit denen die Oberseile vorgespannt wurden. Außerdem ließ sich durch diese Maßnahme die Dachentwässerung wesentlich günstiger lösen. Das aus der Exzentrizität hervorgerufene Torsionsmoment im Gurtträger wird durch einen biegesteifen Anschluß der Fachwerkdagonalen am Gurt aufgehoben.



3.5 Zugring

Der Zugring besteht aus einem 8,50 m hohen Zylinder mit einem Durchmesser von 20 m. Ein Ober- und Untergurt — 36seitige Polygonzüge — übernehmen die Kräfte aus den Ober- und Unterseilen. Die Distanzierung erfolgt durch 36 Pfosten; ein rundumlaufender Kreuzverband zur Stabilisierung war vor allem während der Montage notwendig (Bild 6).

Von besonderer Bedeutung war die Querschnittswahl der Gurtungen im Hinblick auf die Stoßverbindungen. Die Zugkraft im Unter-

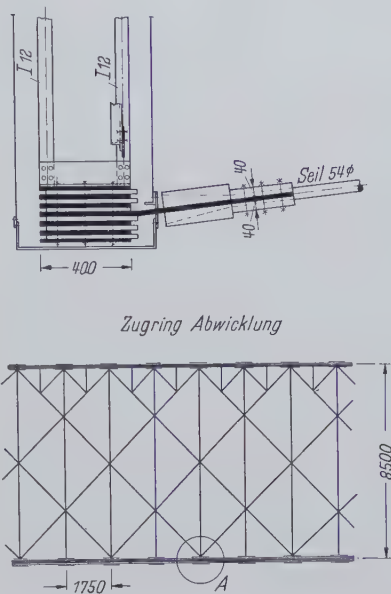


Bild 6. Zugringabwicklung mit Detail A Stoßbaubildung

3.3 Spannschürze

Das Gerippe für die seitliche Verkleidung des Bauwerks in Plexiglas bilden vertikal und diagonal gespannte Flacheisen. Die obere Aufhängung besteht aus einem Breitflanschträger mit untergeschweißten, kreisformgebenden Flacheisen. Dieser sogenannte „Vorhangsträger“ ist an den unteren Knotenblechen der Fachwerkriegel angeschlossen (Bild 4). Ein ringförmig gebogenes U-Eisenpaar, in die Betonbühne eingespannt, nimmt das untere Ende des Flacheisenvorhangs auf. Die Vorspannung erfolgte durch Zugschrauben.



Bild 7. Geräteinsatz

3.4 Ringkragen

Die Tragkonstruktion für den 18 m breiten Ringkragen bilden drei Längsunterzüge, von denen der mittlere der vorerwähnte Vorhangsträger ist (Bild 1 und 4). Die jeweils 6 m nach außen und innen auskragenden Radialträger ($a = 80$ cm) sind an den Unterzügen aufgehängt oder eingewechselt. Dem Ringkragen kommt keine tragende Bedeutung zu.



Bild 8. Montage des Außenrings

gurt beträgt im maßgeblichen Lastfall ca. 680 t. Je Gurt waren 36 Stöße erforderlich, davon 12 Montagestöbe. Bild 6 zeigt den gewählten Untergurtquerschnitt mit 6 übereinanderliegenden Breitflachstähen 400×20 mm. Mit der verbindungsmittelsparenden zwölfschnittigen Stoßverbindung wurde eine Konzentration auf engem Raum erreicht. Die nicht vermeidlichen Zusatzbeanspruchun-

gen der Schrauben durch Verformung der Gurte — vor allem beim Vorspannen der Seile — konnten damit verringert und die Einpaßarbeiten sowohl in der Werkstatt als auch bei der Montage wesentlich erleichtert werden.

Die Verwendung von HV-Schrauben bei einer maximalen Klemmlänge von 240 mm war in jeder Hinsicht vorteilhaft. Das Verhalten einer hochfestverschraubten, zwölfschnittigen Stoßverbindung wurde zuvor an der Technischen Hochschule Karlsruhe, Versuchsanstalt für Stahl, Holz und Steine, durch Versuche geprüft. Der erzielte Reibungsfaktor bei sandgestrahlten Flächen betrug $\mu = 0,66$.

3.6 Seile und deren Befestigung

Zur Verwendung kamen verschlossene Tragseile aus inneren Rund- und Keildrähten und äußeren Profildrähten mit einer Bruchfestigkeit von 150 kg/mm^2 . Der Durchmesser der Ober- und Unterseile beträgt 32 mm und 54 mm. Die Seile wurden in der Herstellerfirma abgelängt und mit an den Enden aufgegossenen Seilköpfen angeliefert.

Die Bilder 4 und 6 zeigen die Verankerung der Unterseile am Druck- und Zugring. Die Verankerung der Oberseile am Zugring erfolgt in der gleichen Form. Die Verriegelung in den Zungen erfolgt durch beidseitig aufgeschraubte Bleche. Die Seilkopfverankerung der Oberseile am Druckring mit der Spannvorrichtung zeigt Bild 5. Ein am Knotenblech aufgeschraubter Rohrstutzen diente zunächst als Anschlag der dahintersitzenden hydraulischen Presse und später zur Führung und Sicherung des Seilkopfes.

4. Montage

4.1 Vorabmontage

Aus zeitlichen Gründen mußten vorab 144 Stahlrohre von je 5,0 m Länge zur Unterstützung der Betonringbühne montiert werden. Ihr Durchmesser mit 419 mm wurde so gewählt, daß die später zu montierenden Hauptstützen in die Rohre der Reihen A und B eingefädelt werden konnten. Die sorgfältig durchgeführten Vermessungs- und Richtarbeiten bei dieser Vormontage machten ein Richten der Hauptkonstruktion nahezu überflüssig.

4.2 Hauptmontage

Etwa 1250 t Stahl waren in neun Wochen zu montieren. Das Einlegen der Unterseile, Absenken des Zugrings, Einlegen der Ober-

seile und die Dachpfettenmontage waren Arbeitsgänge, die nur hintereinander erfolgen konnten und insgesamt drei Wochen erforderten. Somit blieben für den Großteil der Konstruktion sechs Wochen zur Verfügung.

Ein Straßenkran und ein kurvenläufiger Turmdrehkran für den Außenring sowie ein zweiter Turmdrehkran für den Innenring arbeiteten so, daß beide Ringe zur selben Zeit fertig wurden, d. h., daß sofort mit der Seilmontage begonnen werden konnte (Bild 7 u. 8). Dieser wichtige Montagevorgang soll näher beschrieben werden. Bild 9 mit den Belastungszuständen I bis VI veranschaulicht die auftretenden Seilkräfte mit der jeweiligen Höhenlage des Zugrings.

Zustand I: Der Zugring stützt sich auf ein Rohrhilfsgerüst. Seine Höhenlage ist so gewählt, daß die 36 Unterseile nahezu spannungslos gezogen werden können. Nach dem Verankern auf der Zugringseite wurden die gegenüberliegenden Seilköpfe mit elektrischen Winden bis vor die Zungen am Druckring gebracht und mit je zwei BKS-Zügen beigeht.

Zustand II: Der Zugring hängt in den Unterseilen. Das Absenken erfolgte stufenweise mit 36 Spindelpressen, die zwischen OK Rohrgerüst und UK Zugring zwischengeschaltet waren.

Zustand III: Die 72 Oberseile sind montiert. Das Einlegen geschah in ähnlicher Weise wie bei den Unterseilen.

Zustand IV: Die Oberseile sind mit je 22,60 t vorgespannt. Acht speziell hierfür angefertigte hydraulische Pressen waren in gleichen Abständen auf der Druckringseite verteilt, so daß auf jede Presse neun Seile entfielen. Um die Verformungen der Zugringgurtungen möglichst klein zu halten, erfolgte das Spannen der Seile stufenweise. Die ersten vier Stufen mit gleichem Dehnungsmaß, die letzten zwei Stufen mit gleicher Seilkraft. Der vom Seilkopf zurückgelegte Weg, resultierend aus der Seildehnung und der geometrischen Verkürzung, betrug im Mittel 250 mm. Die Kräfte in den Unterseilen wurden durch Schwingungsmessungen festgestellt und in gleicher Weise die Manometermessungen an den Oberseilen kontrolliert. Die Meßergebnisse zeigten sowohl untereinander als auch in bezug auf die theoretischen Werte eine gute Übereinstimmung.

Zustand V: Die über zwei Felder durchlaufenden Dachpfetten sind montiert und mit Schellen an den Seilen angeklemt. Ihre Montage erfolgte auf Sektorenlaufstegen, die aus aneinander gereihten Holzkästen bestanden und feldweise umgehängt wurden (Bild 10).

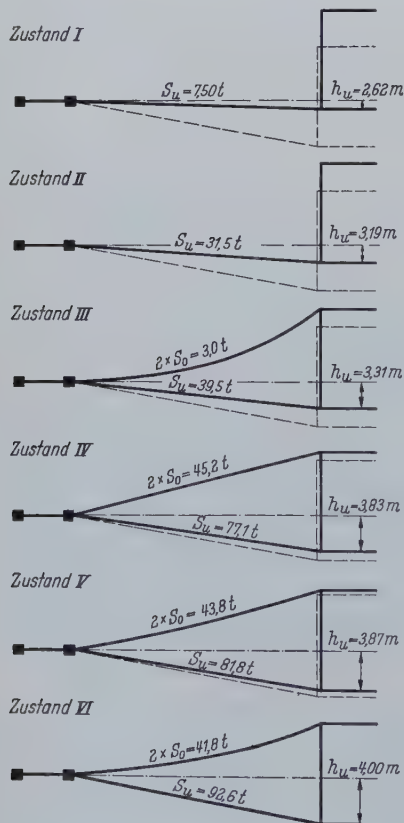


Bild 9. Belastungszustände bei der Seilmontage

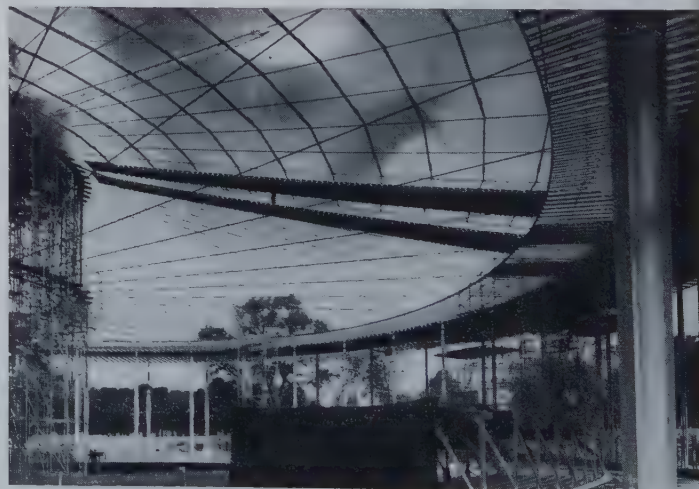


Bild 10. Pfettenmontage

Zustand VI: Der Zugring ist außen und innen mit einer 1,5 mm dicken Blechhaut verkleidet. Die lichtdurchlässigen Dachplatten sind eingedeckt. Damit hat der Zugring seine Normallage infolge ständiger Last erreicht (Bild 11).

Bild 12 zeigt eine Gesamtansicht der fertig montierten Halle.

5. Verhalten des seilverspannten Daches

Im Laufe der Entwurfsarbeiten wurde auch die Frage aufgeworfen, ob etwa die Stahlkonstruktion unter Windanströmung der Ge-

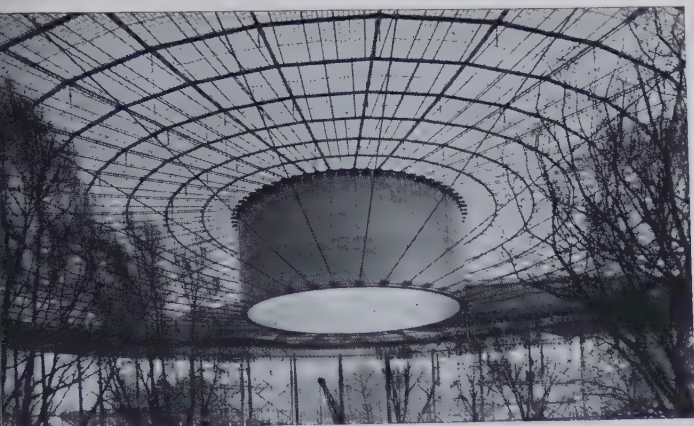


Bild 11. Innenaufnahme mit verkleidetem Zugring und eingedeckter Dachhaut

fahr der Resonanz ausgesetzt sei, z. B. durch Erregung lotrechter Schwingungen. Da es sich dabei um eine dynamische Gefährdung handelt, kann ihr mit noch so vorsichtigen statischen Lastannahmen nicht begegnet werden. Es müssen vielmehr folgende Größen bekannt sein:

1. die Eigenfrequenzen des Bauwerks,
2. der Frequenzbereich der Wirbelablösung unter den möglichen Windgeschwindigkeiten,
3. der Grad der Dämpfung des Bauwerks (innere Reibung).

Resonanz ist überhaupt nur möglich, wenn in 1. und 2. Übereinstimmung vorkommen können. Sie ist aber dennoch unbedenklich, wenn ein genügend hoher Dämpfungsgrad vorliegt, der jegliches Aufschaukeln unterdrückt.

Auf theoretischem Wege am einfachsten nachzuweisen sind die Angaben zu 1. Ob auch die Angaben für 2. für die gegebene Form des Pavillons berechnet werden können, war nicht bekannt, ist aber sehr unwahrscheinlich. Hier hätte ein Modellversuch die nötigen Unterlagen liefern müssen. Das Maß der Dämpfung schließlich ist überhaupt nur am ausgeführten Bauwerk zu ermitteln.

Für den Fall, daß die Untersuchung eine Resonanzempfindlichkeit des Pavillons ergeben hätte, wäre als Abhilfe nur eine „Verstimmung“ des Bauwerks, d. h. Änderung seiner Eigenfrequenz in Betracht gekommen. Dies kann durch Erhöhen der ständigen Last erreicht werden (Ballast) oder durch Änderung des statischen Systems. Der zweite Weg ist einfacher. Hierfür war vorgesehen, den Zugring mit drei über den Kreis verteilten lotrechten Seilen unter Vorspannung unmittelbar in die Erde zu verankern.

Die Verankerung hätte natürlich die architektonische Wirkung der Halle wesentlich beeinträchtigt, und zudem war sie nach der

überwiegenden Auffassung aller Beteiligten sehr wahrscheinlich entbehrlich. Es wurde deshalb der günstige Umstand, daß zwischen der Fertigstellung der Dachkonstruktion und der Eröffnung der Ausstellung mehrere Monate liegen, zu einem Großversuch benutzt. Die drei Ankerseile und die Fundamentkörper wurden zwar ausgeführt, die Seile jedoch nicht angeschlossen. So konnte das im System unveränderte Bauwerk während der Wintermonate beobachtet und — falls es Neigung zu Resonanz zeigen sollte — rasch gesichert werden.

Der Beobachtungszeitraum umfaßt bis jetzt fünf Monate. Die größten lotrechten Ausschläge des Zugrings, die unter starkem Wind beobachtet wurden, belaufen sich auf wenige Zentimeter. Eine Neigung zum Aufschaukeln der Ausschläge wurde nicht festgestellt. Das dynamische Verhalten der Dachkonstruktion ist somit unbedenklich, und deshalb kann jetzt auch auf die unerwünschten Verankerungsseile verzichtet werden.

Ebenso schwierig wie das vorstehende Problem war auf theoretischem Weg auch die Frage zu beantworten, ob etwa unter stark ungleichmäßigem Winddruck die Gelenkstöße der Pfetten so stark arbeiten könnten, daß sich die Dachplatten aus ihren Niederhaltungen lösen würden. Da auch hier keine Überraschungen riskiert werden durften und überdies die quantitative Beobachtung schwieriger gewesen wäre als im obigen Fall, wurde vorbeugend jedes zweite Oberseil mit Hängestangen gegen das Unterseil verspannt. Die Größe der Vorspannung entspricht etwa dem halben normalen Winddruck auf das Dach. Es ist sehr wahrscheinlich, daß sich auch diese Maßnahme als nicht notwendig herausgestellt hätte. Da sie aber nur geringen Aufwand erforderte und das Aussehen des Pavillons nicht veränderte, wurde sie ohne nähere Untersuchung beschlossen und ausgeführt.

6. Stahlbedarf

Die Einzelgewichte betragen in kg/m² bebauter Fläche ausgedrückt:

Pfetten	6,5 kg/m ²
Seile und Seilköpfe	5,0 kg/m ²
Zugring ohne Verkleidung	10,0 kg/m ²
Druckring	38,0 kg/m ²
Ringkragen mit Aufhängekonstruktion für Schürze	44,0 kg/m ²
Hauptstützen	39,0 kg/m ²
Kurze Stützen	16,5 kg/m ²
Spannschürze ohne untere Einspannung	8,0 kg/m ²
	<hr/>
	167,0 kg/m ²

Das Gesamtgewicht der Stahltragkonstruktion beläuft sich auf ca. 1420 t. Für die eigentliche Hallenkonstruktion wurden ca. 1000 t benötigt. Das entspricht einem Stahlbedarf von 118 kg/m² bebauter Fläche.



Bild 12. Gesamtansicht mit Pfettenmontage

Wärmespannungen in rechteckig berandeten Scheiben

Von K. Klöppel und W. Schönbach, Darmstadt

DK 624.074.4 Scheiben

1. Einleitung

Allgemein wird die Scheibe als Tragwerk definiert, bei dem zwei Abmessungen groß sind gegenüber der dritten ($a, b \gg d$), und das durch Lasten N_x, N_y und N_{xy} je Längeneinheit nur in seiner Mittelebene beansprucht wird, so daß ein ebener Spannungszustand entsteht. Während hier die Belastung am Rande oder auch im Inneren der Scheibe angreift, verteilt sich bei Scheiben unter Temperatureinfluß die Temperatur über die ganze Fläche der Scheibe. Diese Temperaturverteilung ruft in der Scheibe ebenfalls einen ebenen Spannungszustand hervor, der bekanntlich im weiteren Sinne mit „Eigenspannungszustand“ bezeichnet wird. Die Spannungen dürfen über die Scheibendicke d konstant angenommen werden.

In diesem Aufsatz werden in Form von Kurvenscharen die Spannungen dargestellt, die sich bei allseitig frei beweglichen rechteckigen Scheiben verschiedener Seitenverhältnisse ergeben, wenn sie unter dem Einfluß eines Temperaturfeldes mit dem charakteristischen Verlauf nach Bild 1 stehen. Dieses Temperaturfeld verläuft jeweils nach einer analytischen Funktion $t = t(y)$. Es werden Funktionen mit verschiedener Krümmung angenommen, die damit verschiedene Größen der Spannungen hervorrufen.

Die Auflösung der Scheibengleichung (3) zur Gewinnung der Kurvenscharen erfolgt hier nach dem gewöhnlichen Differenzenverfahren. Darüber hinaus wird in den Bildern 3 a und 3 b dieses Verfahren mit zwei verbesserten Differenzenverfahren verglichen, wobei noch

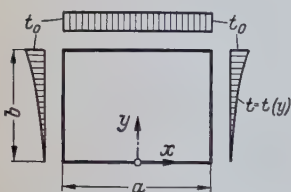


Bild 1. Temperaturverteilung über die Scheibe

untersucht wird, wie sich die Kombination von zwei Verfahren für die Lösung der Scheibenaufgabe auswirkt.

2. Scheibengleichung

Die Scheibengleichung hat für die nur am Rande belastete Scheibe die bekannte Form

$$\frac{\partial^4 F}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 F}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 F}{\partial y^4} = 0. \quad (1)$$

Durch Einführung des Operators

$$\Delta \Delta = \frac{\partial^4}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4}{\partial y^4}$$

stellt sich diese lineare, homogene, partielle Differentialgleichung vierter Ordnung auch dar als

$$\Delta \Delta F = 0. \quad (2)$$

Bei der Temperatur-Scheibe erhält die Differentialgleichung der Airyschen Spannungsfunktion $F(x, y)$ allgemein die Form

$$\Delta \Delta F = \mp \alpha_t \cdot E \left(\frac{\partial^2 t}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 t}{\partial y^2} \right). \quad (3)$$

die gegenüber (1) dadurch zustande kommt, daß in den der Ableitung der Differentialgleichung zu Grunde liegenden erweiterten Hookeschen Gleichungen neben dem Dehnungsanteil aus Spannungswirkung noch der aus Temperatureinfluß zu berücksichtigen ist.

Bei Erwärmung der Scheibe von 0°C auf $t(x, y)^\circ \text{C}$ gilt das negative Vorzeichen, bei Abkühlung das positive.

Die Spannungskomponenten erhält man durch zweimaliges partielles Differenzieren der Spannungsfunktion F nach x oder y :

$$\sigma_x = \frac{\partial^2 F}{\partial y^2}; \quad \sigma_y = \frac{\partial^2 F}{\partial x^2}; \quad \tau_{xy} = - \frac{\partial^2 F}{\partial x \partial y}. \quad (4)$$

Außerdem gilt für alle Ränder

$$\frac{\partial F}{\partial y} = 0 \quad \text{und} \quad \frac{\partial F}{\partial x} = 0.$$

Die Funktion F ist damit an allen Randpunkten konstant und kann, da nach (4) nur der zweite Differentialquotient in die Spannungsermittlung eingeht, dort Null gesetzt werden. So ergibt sich die Analogie der Airyschen Spannungsfunktion F der Scheibe unter Temperaturbelastung zu der Biegefläche w einer allseitig eingespannten Platte, die mit

$$p = \mp \alpha_t \cdot E^2 \left(\frac{\partial^2 t}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 t}{\partial y^2} \right) \frac{d^3}{12(1 - \mu^2)}$$

belastet ist.

3. Lösung der Scheibengleichung mittels Differenzenrechnung

3.1 Gewöhnliches Differenzenverfahren

Eine einfache Methode zur numerischen Behandlung der Scheibengleichung ist das Differenzenverfahren, das darauf beruht, daß die auftretenden Differentialquotienten näherungsweise durch Differenzenquotienten ersetzt werden. An die Stelle der Differentialgleichung tritt also ein System finiter Gleichungen für die Näherungswerte F_i an den Knotenpunkten eines über die Scheibe gelegten Netzes mit konstanten Schrittweiten λ_x und λ_y ; im vorliegenden Falle der Scheibe unter Temperatureinfluß ist dieses Gleichungssystem linear und inhomogen.

Es sind so viele Gleichungen aufzustellen, wie unbekannte F_i -Werte vorhanden sind. Bei gleichen Maschenweiten $\lambda_x = \lambda_y = \lambda$ ergibt sich eine einfache Gleichung, die durch Bildung der vierten Differenzenquotienten und Addition gemäß (1) zustande kommt und für jeden Netzknoten anzuschreiben ist. Sie läßt sich durch das Schema nach Tafel 1 a darstellen. Die Vorschrift hierzu lautet, daß der gesuchte Wert F_k des betrachteten Gitterpunktes k den Koeffizienten 20, die diesem Punkt in horizontaler und vertikaler Richtung unmittelbar benachbarten Werte den Faktor -8 erhalten usw.

Bei entsprechend großem Rechenaufwand, also bei genügend enger Wahl der Rasterpunkte, liefert das Verfahren ausreichend genaue Werte.

Tafel 1. Sterne für verschiedene Differenzenverfahren

a) Gewöhnliches Differenzenverfahren	$\begin{array}{ccccc} & & 1 & & \\ & 2 & -8 & 2 & \\ 1 & -8 & 20 & -8 & 1 \\ & 2 & -8 & 2 & \\ & & 1 & & \end{array} \quad F = \Delta \Delta F \cdot \lambda^4$
b) Verfahren höherer Annäherung	$\begin{array}{ccccccc} & & & -1 & & & \\ & & -1 & 14 & -1 & & \\ -1 & 14 & -77 & 184 & -77 & 14 & -1 \\ & -1 & 20 & -77 & 20 & -1 & \\ & & -1 & 14 & -1 & & \\ & & & -1 & & & \end{array} \quad F = \Delta \Delta \Delta F \cdot \lambda^4$
c) Mehrstellenverfahren	$\begin{array}{cccc} & 1 & 1 & 1 \\ 1 & -2 & -10 & -2 & 1 \\ 1 & -10 & 36 & -10 & 1 \\ 1 & -2 & -10 & -2 & 1 \\ & 1 & 1 & 1 \end{array} \quad F = \frac{1}{2} \begin{array}{ccc} & 1 & \\ 1 & 2 & 1 \\ & 1 & \end{array} \Delta \Delta F \cdot \lambda^4$

3.2 Verbesserte Differenzenverfahren

Eine Verbesserung gegenüber diesem gewöhnlichen Differenzenverfahren bringen:

a) das Verfahren höherer Annäherung. Es besteht aus finiten Ausdrücken, zusammengesetzt aus Funktionswerten F_i , die mit einer vorgegebenen Ableitung $F^{(n)}$ an der betreffenden Stelle möglichst gut übereinstimmen und die entsprechenden Ableitungen besser annähern als dies beim gewöhnlichen Verfahren der Fall ist.

Der bei diesem Verfahren anzuwendende „Stern“ ist in Tafel 1 b gezeigt und gilt nur für quadratische Netze $\lambda_x = \lambda_y = \lambda$. Er hat gegenüber a in Tafel 1 eine größere Ausdehnung ($= 3\lambda$), d. h. durch die Gleichung wird ein größerer Bereich erfaßt. Dies führt unter Beachtung der angegebenen Beiwerte zu genaueren Ergebnissen.

b) das Mehrstellenverfahren, das aus Differenzenausdrücken besteht, in denen außer den Funktionswerten F_i auch deren Ableitungen $F_i^{(n)}$ an mehreren Stellen gleichzeitig auftreten. Ein „Stern“ für dieses Verfahren, der auch nach [2] als Hauptformel bezeichnet wird, ist aus Tafel 1 c zu ersehen. Er gilt ebenfalls nur für quadratische Netze.

Eine weitere Einschränkung besteht darin, daß mit dieser Formel nur die sogenannten inneren Punkte erfaßt werden können, das sind Punkte, die vom Scheibenrand 2λ und mehr entfernt sind. Für randnahe Punkte, Rand- und Eckpunkte sind andere Formeln zu verwenden, wie sie in [2] zusammengestellt sind. Man erhält Formeln dieser Bauart, wenn man von Ausdrücken der Form

$$B = \sum a_\nu \cdot F_i + \nu + A_\nu \cdot \Delta \Delta F_i + \nu$$

ausgeht. Diese stellen Linearkombinationen der Funktionswerte und deren vierten Ableitungen mit den Koeffizienten a_ν und A_ν dar, die man dadurch bestimmt, daß bei Taylor-Entwicklung von B (an der Stelle „i“) die Faktoren der Ableitung Null gesetzt werden.

Diese beiden Verfahren liefern auch bei großer Maschenweite und dadurch bedingtem geringeren Rechenaufwand — darunter soll lediglich die Ermittlung der unbekannten F -Werte der Airyschen Spannungsfunktion bei vorliegender Matrix, nicht deren Aufstellen, verstanden werden — gleich gute oder genauere Ergebnisse als das zuerst besprochene Verfahren.

3.3 Anzahl der aufzustellenden Differenzengleichungen

Die Anzahl hängt ab von der Maschenweite, von der Belastung und vom Seitenverhältnis $b : a$.

Die Abhängigkeit von der Maschenweite ist einleuchtend. Im weiteren wird in Bild 2 gezeigt, welcher Bereich der Scheibe bei der Aufstellung der Gleichungen zu berücksichtigen ist. Bei zur y -Achse symmetrischer Temperaturbelastung, die in den hier betrachteten

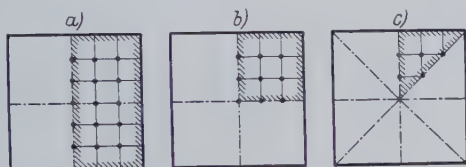


Bild 2. Bei der Aufstellung der Differenzengleichungen zu berücksichtigende Scheibenbereiche

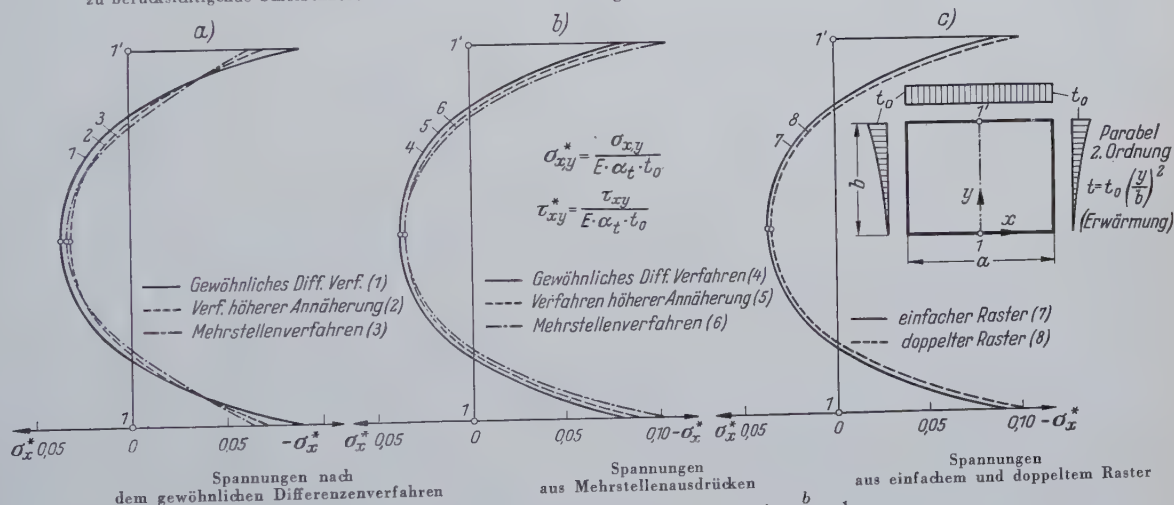


Bild 3. Vergleich verschiedener Verfahren für $\frac{b}{a} = 1$

Fällen vorliegt, erstrecken sich die unbekannten F_i -Werte nur auf eine Scheibenhälfte (Bild 2a). Ist die Temperaturfunktion eine quadratische Parabel, also von der Form $t = t_0 \left(\frac{y}{b}\right)^2$ (von dieser Ordnung muß die Funktion mindestens sein, damit der 2. Differentialquotient von Null verschieden ist; bei linearem Temperaturgesetz $t = k \cdot y$, ergeben sich also keine Spannungen), dann gehen lediglich die Unbekannten der Viertelscheibe in die Rechnung ein (Bild 2b). Wenn außerdem noch das Seitenverhältnis $b : a = 1$ ist, verringern sich die gesuchten Funktionswerte nochmals um die Hälfte (Berücksichtigung nur eines Achtels der Scheibe, Bild 2c), da in diesem Falle noch Symmetrie bezüglich der Diagonalen besteht.

4. Gegenüberstellung der Differenzenverfahren, Beispiel

Die unter 3.1 und 3.2 besprochenen Differenzenverfahren wurden am Beispiel der quadratischen Scheibe unter der Belastung nach einer Parabel 2. Ordnung miteinander verglichen. In Bild 3a wurden die σ_x^* -Spannungen ($\sigma_{x,y}^* = \frac{\sigma_{x,y}}{E \cdot \alpha_t \cdot t_0}$) im senkrechten Mittelschnitt

der Scheibe dargestellt. Die Airysche Spannungsfunktion wurde nach den drei erwähnten Verfahren ermittelt (Kurven 1 bis 3), die Berechnung der Spannungen erfolgte nach dem gewöhnlichen Differenzenverfahren.

Neben dieser Berechnung der zweiten Ableitungen, hier also der Spannungen, gibt es noch eine zweite Möglichkeit mit Hilfe von Ausdrücken, die auf dem Mehrstellenprinzip beruhen und deswegen von hoher Genauigkeit sind. Bild 3b zeigt die nach dieser Methode gewonnenen Spannungen (Kurven 4 bis 6). Die beste Näherungslösung liefert die Kurve 6, die aus dem „reinen“ Mehrstellenverfahren hervorgeht, bei der also die Spannungsfunktion F und die zweiten Ableitungen aus Mehrstellenausdrücken gewonnen wurden. Einen weiteren interessanten Vergleich bietet Bild 3c. Die Spannungen wurden einmal für einen Raster mit der Schrittweite

$$\lambda = \frac{b}{6} = \frac{a}{6}, \text{ (Kurve 7 } \triangleq \text{ Kurve 1), zum anderen für einen Raster}$$

mit $\lambda = \frac{b}{12} = \frac{a}{12}$ (Kurve 8) bestimmt. Bei diesem kleinen Abstand der Netzkpunkte kann man gute Ergebnisse erwarten und in der Tat stimmt Kurve 6 mit Kurve 8 sehr gut überein. Dagegen zeigen sich bei den übrigen Kurven von Bild 3 z. T. starke Abweichungen. So beträgt die Randspannung der Kurve 3 nur etwa 70 % der Randspannung von Kurve 1. Hier zeigt sich, daß es nicht sinnvoll ist, die Airysche Spannungsfunktion nach dem gewöhnlichen Differenzenverfahren und die zweiten Ableitungen aus Mehrstellenausdrücken zu gewinnen, und umgekehrt sollte man das Mehrstellenverfahren nicht zur Bestimmung von F anwenden, wenn die Spannungen aus den gewöhnlichen Differenzen errechnet werden; denn es ist nicht zu erwarten, daß sich aus schlechten Ausgangswerten eine gute Lösung ergibt, wenn man im 2. Teil der Rechnung Formeln höherer Genauigkeit verwendet. Im umgekehrten Falle würde die durch das Mehrstellenverfahren gewonnene größere Genauigkeit durch die Bildung von gewöhnlichen Differenzenquotienten bei der groben Gitterteilung wieder verloren gehen.

Wird die Spannungsfunktion $F(x, y)$ gemäß Tafel 1b nach dem Verfahren höherer Annäherung ermittelt, so erscheint es sinnvoll, die Spannungen aus Mehrstellenausdrücken zu berechnen, wie aus dem Vergleich der Verfahren in Bild 3 zu ersehen ist.

Bei der Anwendung des Differenzenverfahrens zur näherungsweisen Lösung einer Differentialgleichung muß man sich entscheiden, ob man eine große Maschenweite wählt und damit bei geringem Rechenaufwand mit einem ungenauen Ergebnis auskommt, das für die Praxis noch ausreichend ist, oder ob man einen engen Raster legt, der zwar die Zahl der Unbekannten erhöht aber gute Werte liefert. Mit dem Mehrstellenverfahren lassen sich auch bei grobem Raster gute Ergebnisse erzielen.

Steht ein elektronischer Rechenautomat zur Verfügung, so kann man sich größere Gleichungssysteme als Folge eines engen Rasters leisten. So wurde der größte Teil der Zahlenrechnungen auf dem in der Technischen Hochschule Darmstadt aufgestellten elektronischen Rechenautomaten IBM 650 durchgeführt. Mit diesem Automaten können bei einem Belastungsfall, d. h. einer rechten Seite (in Matrixschreibweise also $\mathfrak{A} \cdot \mathfrak{x} = \mathfrak{a}$) Systeme von maximal

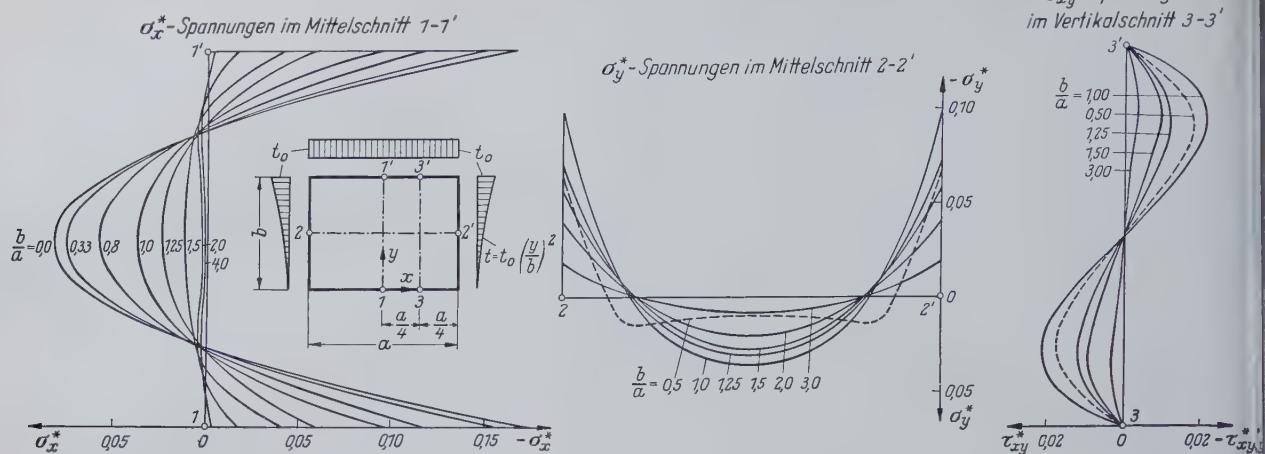


Bild 4. Spannungsverteilung für die quadratische Parabel als Belastungsfunktion

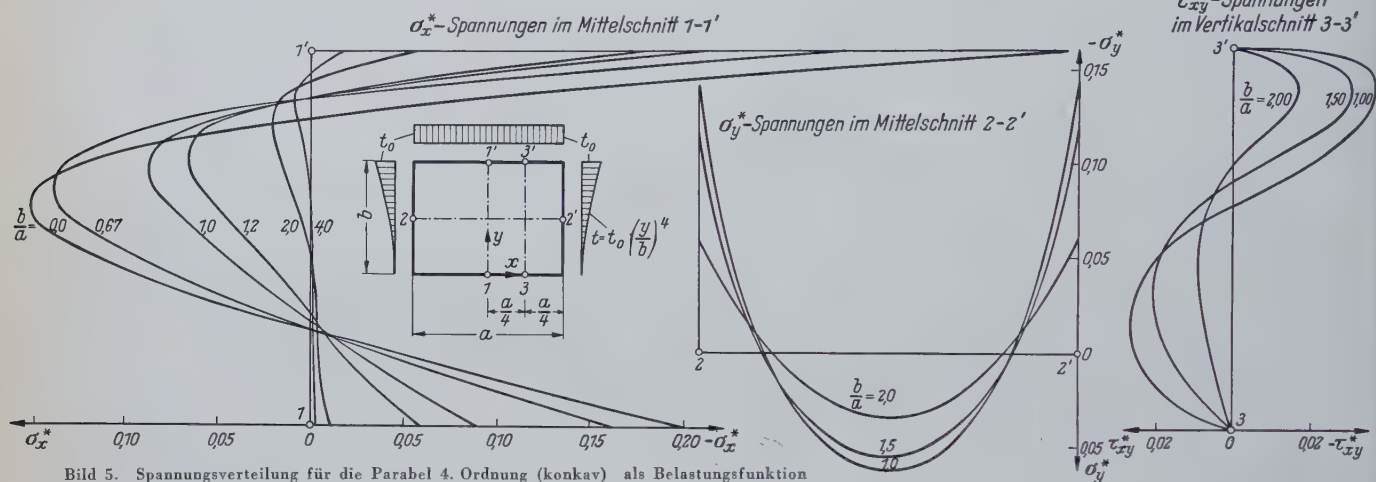


Bild 5. Spannungsverteilung für die Parabel 4. Ordnung (konkav) als Belastungsfunktion

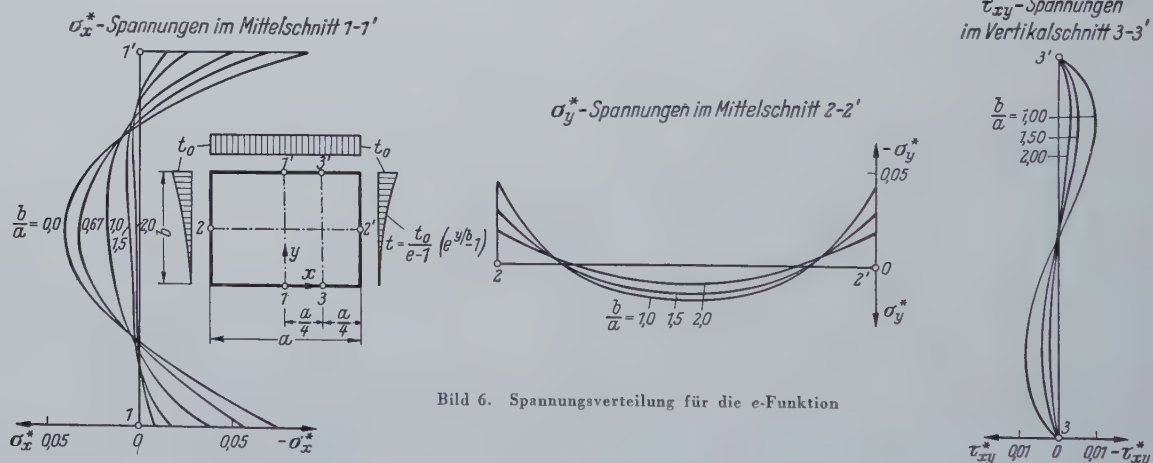
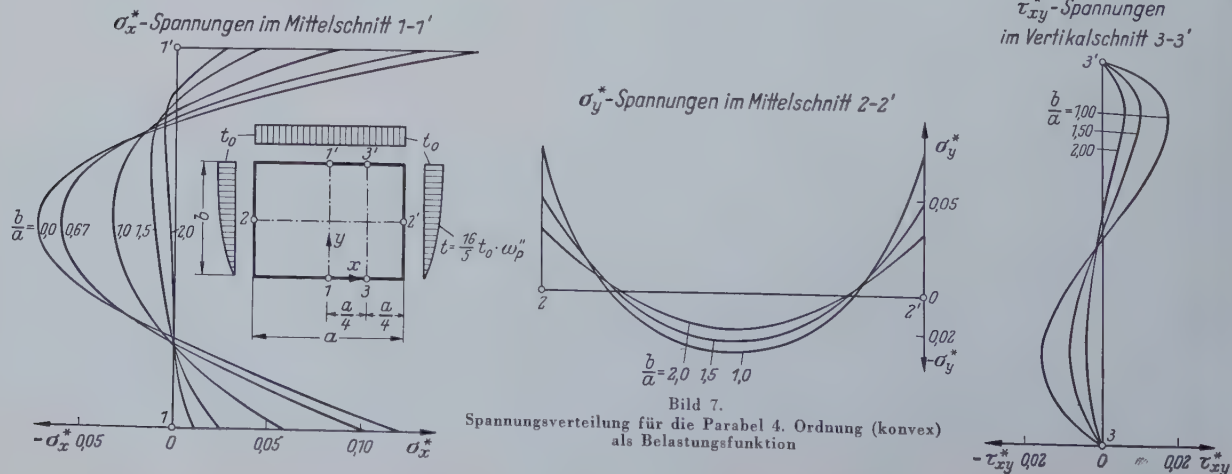


Bild 6. Spannungsverteilung für die e-Funktion

Bild 7.
Spannungsverteilung für die Parabel 4. Ordnung (konvex) als Belastungsfunktion

41 Gleichungen gelöst werden. Für ein System von 14 Gleichungen wie z. B. bei der Scheibe mit dem Seitenverhältnis $b : a = 2 : 1$ und der Belastung nach einer Parabel 4. Ordnung, mit einer rechten Seite, aber nicht vollbesetztem Koeffizientenschema, wurde eine Rechenzeit von etwa 5 Minuten benötigt. Unter diesem Gesichtspunkt kommt dem gewöhnlichen Differenzenverfahren wieder größere Bedeutung zu; denn die Aufstellung der Matrix hiernach ist wegen des einfachen „Sterns“ der Koeffizienten 20; - 8; 2 und 1 und der Ausdehnung 2λ doch wesentlich sympathischer als nach dem Mehrstellenverfahren, dessen „Sterne“ größere Ausdehnungen haben und für innere, randnahe, Rand- und Eckpunkte verschieden sind. Das gilt sowohl für die Ermittlung der Spannungsfunktion als auch der zweiten Ableitungen. Man sollte also dem gewöhnlichen Differenzenverfahren vor dem Verfahren höherer Annäherung und dem Mehrstellenverfahren den Vorzug geben, sofern die Kapazität des Rechenautomaten nicht dadurch überschritten wird, daß die Wahl der Maschenweite die Zahl der Unbekannten zu groß (hier > 41) werden läßt. In diesem Falle wäre also ein größerer Raster zu wählen, wobei man zur Erlangung einer möglichst guten Näherungslösung zum Mehrstellenverfahren übergehen müßte. In der Praxis wird man aber bei der Scheibenberechnung mit dem einfachen Differenzenverfahren auskommen; denn auch bei engerer Gitterteilung wird der Charakter einer Näherungslösung nicht verschwinden.

5. Darstellung der Spannungen, Folgerungen

Die Koordinatenspannungen sind in den Bildern 4 bis 7 für Erwärmung anschaulich dargestellt: σ_x^* im Mittelschnitt 1-1', σ_y^* im Schnitt 2-2' und τ_{xy}^* im Schnitt 3-3' (Viertelpunkt), wo die Schubspannungen wegen ihres charakteristischen Verlaufes etwa am größten sind. Es ist noch zu erwähnen, daß die Scheibe mit dem Seitenverhältnis $b : a = 0$ nach der technischen Biegelehre berechnet wurde. Die Spannungen sind wieder $\frac{1}{E \cdot \alpha_t \cdot t_0}$ -fach angegeben,

also dimensionslos, der Maßstab geht aus der Darstellung hervor. Die sich an den einzelnen Gitterpunkten ergebenden Ordinaten der Normal- und Schubspannungen müßten gemäß dem zu ihrer Bestimmung angewandten Differenzenverfahren geradlinig verbunden werden. Damit man jedoch ein übersichtliches und anschauliches Bild erhält, wurde der Sehnenzug jeweils so ausgerundet, daß mit den Linien, die durch die Ordinatenendpunkte rechtwinklig zu den Ordinaten und denen, die mittig zwischen ihnen verlaufen, paarweise flächengleiche „Zwickel“ entstanden. Die so ermittelte Kurve dürfte mit dem durch eine mögliche Integration der Scheibengleichung sich ergebenden exakten Spannungsdigramm, das ebenfalls kurvenförmig verläuft, ziemlich genau übereinstimmen, zumal die Gleichgewichtsbedingungen gut erfüllt sind.

Die Größe der Spannungen hängt ab vom Seitenverhältnis $b : a$ und von der Temperaturfläche. Als Belastung wurden analytische Funktionen gewählt (Bild 1), wie die quadratische und biquadratische Parabel und die e -Funktion. Diese Funktionen unterscheiden sich voneinander dadurch, daß sie in der hier gewählten Form verschieden große Krümmungen haben. So ist die e -Funktion in Bild 6 nur sehr schwach gekrümmt, d. h. sie weicht sehr wenig von dem geradlinigen Verlauf $t = \frac{t_0}{b} \cdot y$ ab, bei dem die Spannungen (nicht die Verformungen) zu Null werden, die Parabel 4. Ordnung (Bild 5) dagegen hat eine große Krümmung, die zu größeren Spannungen führt; denn die Krümmung ist proportional dem 2. Differentialquotienten, der als Belastungsglied in die Rechnung eingeht. Dieser Differentialquotient ist im Falle der zur y -Achse konkaven Temperaturverläufe positiv, beim konvexen Verlauf negativ. Bei der quadratischen Parabel ist er konstant, bei der e -Funktion und der biquadratischen Parabel nimmt er vom Rand $y = 0$ bis $y = +b$ zu. Die beiden biquadratischen Funktionen in Bild 5 und 7 unterscheiden sich nicht nur im algebraischen Wert der Krümmung (konkav und konvex), sondern auch im absoluten. Die konvexe Funktion ist weniger gekrümmt, liefert also kleinere Spannungen.

In Bild 5 sind die σ_x^* -Spannungen für die angegebene Belastung veranschaulicht. Gegenüber einem konkaven Verlauf der Belastungsfunktion ist bei einem konvexen Verlauf, aber gleichen absoluten Beträgen der Krümmung, nun allerdings von $y = +b$ nach $y = 0$ zunehmend — was durch eine Verschiebung und gleichzeitige Verdrehung des Achsenkreuzes ermöglicht wird —, dieses Spannungsdigramm aus der Bildebene heraus um 180° zu drehen, d. h. die Randspannungen von $y = 0$ und $y = +b$ sind vertauscht. Im Sonderfalle der quadratischen Belastungsfunktion ändert sich nichts, da $\frac{\partial^2 t}{\partial y^2}$ konstant ist und bereits Symmetrie zur Mittelhorizontale 2-2' besteht. Für die Schubspannungen ist die gleiche Drehung vorzunehmen; die im Mittelschnitt 2-2' (Drehachse) dargestellten σ_y^* -Spannungen werden dagegen nicht betroffen, sie sind bei konvexem Verlauf so groß wie bei konkavem. Daß sich das Vorzeichen in jedem Falle beim Übergang konkav—konvex ändert, ist verständlich.

Wie sich in den σ_x^* Diagrammen zeigt, werden die Spannungen bei größer werdendem Verhältnis $b : a$ kleiner; bei der unendlich hohen Scheibe ($\frac{b}{a} = \infty$) sind die σ_x^* -Spannungen Null, bei der unendlich langen Scheibe ($\frac{b}{a} = 0$) sind sie am größten. Bei den σ_y^* und τ_{xy}^* -Spannungen ist eine andere Tendenz festzustellen. Bei $\frac{b}{a} = 0$ und $\frac{b}{a} = \infty$ werden diese zu Null, bei dem „kritischen Seitenverhältnis“ $b : a = 1$ haben sie ihr Maximum. In Bild 8 wird dies für das Beispiel der Parabel 2. Ordnung für σ_x^* und σ_y^* angegeben, die anderen Belastungsfunktionen ergeben sich analog. Man kann also nicht folgern: Wenn die lange Scheibe große σ_x^* -Spannungen ergibt, liefert die hohe Scheibe große σ_y^* -Spannungen. Das ist damit zu erklären, daß auf die hohe Scheibe ein kleinerer Zwang ausgeübt wird als etwa auf die quadratische Scheibe, da der 2. Differentialquotient sich auf eine größere Seitenlänge b verteilt.

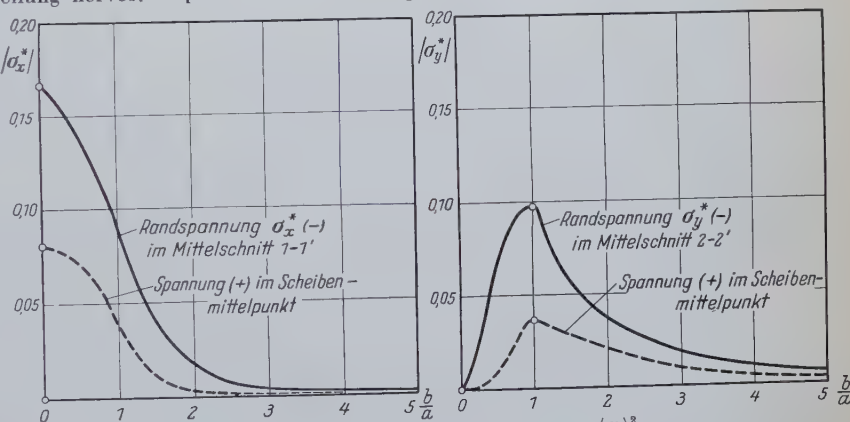


Bild 8. Spannungen unter der Belastungsfunktion $t = t_0 \cdot \left(\frac{y}{b}\right)^2$ (Erwärmung) in Abhängigkeit vom Seitenverhältnis $b : a$

Die Seitenverhältnisse $\frac{b}{a} < 1$ wurden bei den σ_y^* und τ_{xy}^* -Spannungen nicht mehr berücksichtigt; lediglich in Bild 4 ist die σ_y^* -Kurve für die Scheibe mit $\frac{b}{a} = 0,5$ gestrichelt eingetragen, um den charakteristischen Verlauf dieser Kurven, die bei noch kleinerem $\frac{b}{a}$ im Scheibenmittelpunkt nur noch sehr kleine Ordinaten haben, zu zeigen.

Es ist aber leicht möglich, mit Hilfe der einzelnen Kurvenscharen das jeweilige Koordinatenspannung und mit Hilfe von Bild 8, das auch für die biquadratische Parabel und die e -Funktion qualitativ denselben Verlauf zeigt wie für die quadratische Parabel, die anderen Seitenverhältnisse zu ergänzen.

Schrifttum

- [1] Z u r m ü h l, R.: Praktische Mathematik für Ingenieure und Physiker, Berlin-Göttingen-Heidelberg 1957, Springer-Verlag.
- [2] Z u r m ü h l, R.: Behandlung der Plattenaufgabe nach dem verbesserten Differenzenverfahren. ZAMM 37 (1957) H. 1/2 S. 1/16.
- [3] C o l l a t z, L.: Numerische Behandlung von Differentialgleichungen, Berlin-Göttingen-Heidelberg 1955, Springer-Verlag.
- [4] G i r k m a n n, K.: Flächentragwerke, Wien 1956, Springer-Verlag.

Erläuterungen zu den „Technischen Vorschriften für den Rostschutz von Stahlbauwerken“ (Ro St) der Deutschen Bundesbahn — gültig vom 15. März 1957

Von Dipl.-Ing. Seils, München

DK 620.197 : 624.014.2 Rostschutz : Bauwerke aus Stahl

Vorbemerkung

Die neue „Ro St“ wurde durch Verfügung vom 22. März 1957 für die DB gültig und damit die „Ro St“ vom 1. 10. 1950, sowie der Nachdruck von 1951 außer Kraft gesetzt.

Der Bundesminister für Verkehr hat die „Ro St“ 1957 mit Verfügung vom 5. 8. 1957 für den Bereich der Wasser- und Schiffsverkehrsverwaltung eingeführt, mit Ausnahme von Anlage 11 „Ausführung und Unterhaltung von Unterwasseranstrichen an Stahlbauteilen“, da wegen der besonders differenzierten Korrosionsbeanspruchung im Unterwasser- und Wasserwechselbereich die Wasser- und Schiffsverkehrsverwaltung umfangreichere Richtlinien auf Grund laufender Versuche herausgibt.

Da auch andere in- und ausländische Verwaltungen sowie private Auftraggeber ihren Verträgen oft die „Ro St“ zu Grunde legen, und eine weitgehende Übereinstimmung mit DIN 55 928 „Schutzanstrich von Stahlbauwerken“ — Richtlinien — vom November 1956 [1] hergestellt wurde („Ro St“ und DIN 55 928 ergänzen sich in vielen Punkten), dürfte eine Erläuterung der „Ro St“ auch für Stahlbauer und Korrosionsfachleute außerhalb der DB von Interesse sein.

Die neue „Ro St“ bringt auf Seite I bis IV Hinweise auf wichtige Neuerungen und Änderungen gegenüber der bisher gültigen „Ro St“.

Ein Vorwort stellt die Bedeutung des Korrosionsschutzes als volkswirtschaftliche Forderung heraus und weist auf die Erfahrung, Sachkenntnis und Sorgfalt hin, die von allen verantwortlichen Ingenieuren beim Entwurf und der Ausführung von stählernen Bauwerken und der Herstellung des Korrosionsschutzes zu fordern ist.

Im Abschnitt 1, Konstruktion und Korrosion, wird die Bedeutung der stets anzustrebenden korrosionsmindernden baulichen Durchbildung der Stahlbauwerke betont. Abschnitt 2 behandelt die Entrostung, Abschnitt 3 und 4 die Rostschutz-Anstrichstoffe und ihre Anwendung. Abschnitt 5 bringt kurze Hinweise auf metallische Überzüge, soweit bei Verwendung verschiedener Metalle im gleichen Bauwerk und in aggressiver Atmosphäre besondere Vorsicht geboten ist. Die Abschnitte 6 und 7 behandeln die Ausschreibung und Vergabe sowie die fachgerechte Ausführung der Anstricharbeiten, Sicherheitsmaßnahmen, Bauüberwachung, Abnahme, Gewährleistung sowie Ausbesserung und Erneuerung der Anstriche.

Der Abschnitt 8 bringt Richtlinien über Schutzvorrichtungen gegen den Angriff der Lokomotiv-Rauchgase entsprechend den Forderungen der „Grundsätze für die bauliche Durchbildung stählerner Eisenbahnbrücken (GE)“. In den beiden letzten Abschnitten 9 und 10 wird auf die Bedeutung laufender Untersuchungen und der zeitigen Unterhaltung des Anstrichs hingewiesen.

Die Anlagen 1 bis 13 sind im Rahmen des Gesamtwerkes von besonderer Bedeutung; sie enthalten u. a. die „Technischen Lieferbedingungen“ für die bei der DB seit Jahren bewährten Anstrichstoffe (Anlage 1—7), bringen „Verhältniszahlen für die Ermittlung der Anstrichflächen“ (Anlage 10) und Richtlinien für die „Ausführung und Unterhaltung von Unterwasseranstrichen an Stahlbauteilen“ (Anlage 11).

1. Allgemeines

Neuzeitliche Stahlbauwerke sind im allgemeinen infolge der heute stark überwiegenden Anwendung der Schweißtechnik und die hierdurch mögliche glattere Formgebung weniger korrosionsanfällig als ältere Bauwerke. Die Zahl der besonders korrosionsgefährdeten Profilkanten und Ecken ist stark gemindert und die Nietköpfe entfallen. Es darf jedoch nicht vergessen werden, daß gerade die neuzeitlichen Bauweisen, die — bei erhöhten zulässigen Spannungen — alle Teile weitgehend zum Tragen heranziehen (z. B. Fahrbahnbleche), den Werkstoff wesentlich mehr ausnützen und daß dadurch ein ungenügend hergestellter und schlecht unterhaltener Korrosionsschutz die heute im allgemeinen verhältnismäßig dünnwandigen Bauglieder ungleich stärker gefährden kann als früher. Ein Rostgrad, der ein Bauwerk alter Art oft nur unansehnlich machte oder in die Tragkonstruktion nicht einbezogene oder stark überbemessene Teile schwächte, kann ein neuzeitliches Bauwerk bereits in seiner Tragfähigkeit herabsetzen.

Die Vielgestaltigkeit unserer modernen Brücken (offene und geschlossene Profile) mit unterschiedlicher Oberbaulagerung bei verschiedenartiger Fahrbahnausbildung (z. B. mittragende Fahrbahnbleche) und die vielfältige bauliche Gestaltung der übrigen Ingenieurbauwerke, z. B. unter Verwendung von Hohlprofilen und Rohren, macht aus wirtschaftlichen Gründen wegen der ungleichen Korrosionsbeanspruchung stark differenzierte Schutzmaßnahmen — selbst am gleichen Bauwerk — nötig. Es muß mehr als bisher beachtet werden, daß bei unterschiedlicher Korrosionsbeanspruchung einzelner Bauteile am gleichen Objekt stärker gefährdete Flächen verbesserte Schutzmaßnahmen erhalten, um aus wirtschaftlichen Gründen eine vorzeitige Unterhaltung dieser Stellen zu vermeiden. Für den Schutz besonders schwach beanspruchter Flächen sollte andererseits eine gegenüber dem Regelanstrich billigere Maßnahme gewählt werden.

So zeigt beispielsweise Bild 1 sehr deutlich, daß außer dem Regelanstrich (zwei Bleimennige-Grundanstriche und zwei Eisenglimmer-Deckanstriche) für die Sichtflächen im Inneren des Hohlkastens wegen der geringeren Beanspruchung ein billiger Anstrich gewählt werden kann. Für das begehbare Fahrbahnblech ist ein besonders verschleißfester Korrosionsschutz zu wählen und bei starker Rauchgasbeanspruchung der Brückenuntersicht (z. B. bei Kreuzungsbauwerken über mit Dampf betriebenen Eisenbahnstrecken) bieten sich gefüllte Teerpechanstriche als überlegen an. Die Wahl unterschiedlicher Schutzmaßnahmen (Regelanstrich, Schwarzanstrich, metallische Überzüge) am gleichen Bauwerk gestalten den Korrosionsschutz heute wesentlich schwieriger, da hierdurch auch eine verschiedene Vorbehandlung der Oberfläche nötig werden kann („metallisch blank“ bei Schwarzanstrichen und metallischen Überzügen und „metallisch rein“ bei Bleimennige).

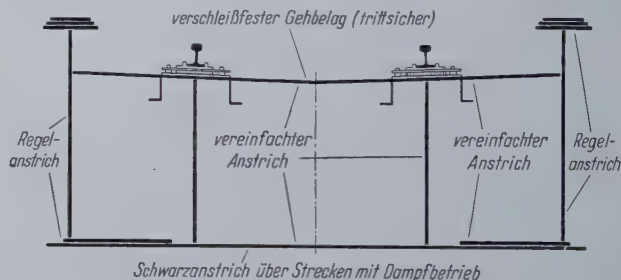


Bild 1. Unterschiedlicher Korrosionsschutz infolge verschiedener Korrosionsbeanspruchung bei neuzeitlichen Eisenbahnbrücken

2. Werkstoff

Im Stahlbrücken- und Ingenieurbau ist die Auswahl eines Werkstoffes mit geringster Korrosionsanfälligkeit aus chemisch-technischen und wirtschaftlichen Gründen begrenzt. Es ist bekannt, daß erst durch hohe Legierungszusätze merkliche Wirkungen auf die Verhinderung der Korrosion erreicht werden.

Es ist daher nötig, durch aktiven oder passiven Korrosionsschutz die Lebensdauer der stählernen Bauwerke nachhaltig zu verlängern [2].

3. Aktiver Korrosionsschutz

Vom aktiven Korrosionsschutz kann gesprochen werden, wenn der Korrosionsvorgang durch eine Maßnahme im Ausmaß gemindert, gehemmt oder zum Stillstand gebracht wird. Hierunter fallen:

- Konstruktive Vorschriften beim Entwurf des Bauteils (siehe „Ro St“, Abs. 1 — „Konstruktion und Korrosion“, und „GE“ [3] Abs. 3),
- Entfernen des angreifenden Stoffes (der aggressiven Rauchgase in Hallen durch wirksame Entlüftung, der aggressiven Böden, Schlacken usw.),
- Beeinflussung des angreifenden Stoffes (z. B. Deckschichtenbildung auf anodischen oder kathodischen Stellen oder der gesamten Oberfläche durch Inhibitoren, chemische Umwandlung),



Agil

Werkfoto DEMAG

Rheinbrücke Duisburg-Ruhrort / Homberg
Stützweite: 128,4 + 285,5 + 128,4 m
Geschweißt mit AGIL-Weiß-Rot

AGIL SCHWEISSDRAHT DR. VAAS G.M.B.H.
D O R T M U N D S P R I N G O R U M S T R A S S E 1 4 0

DEMAG



Fertig für die Montage –
Teil einer orthotropen Platte
auf der Baustelle in Mannheim.



RHEINBRÜCKE MANNHEIM - LUDWIGSHAFEN

Neubau einer Straßenbrücke als parallelgurtiger Durchlaufträger über drei Öffnungen von je 91,30 m mit einer Gesamtlänge von 273,90 m. Die Stahlkonstruktion besteht aus vier tragend geschweißten Hohlkästen mit orthotroper Platte für Fahrbahn, Geh- und Radwege.

Breite: 30,20 m bzw. 36,20 m,
Gewicht der Stahlkonstruktion: ca. 2.900 t.

Der erste der beiden Bauabschnitte ist vollendet.

SYNOPLAST,
ein Steinkohlenteersonderpech
von großer Plastizität und
Temperaturbeständigkeit, verbindet die
gute Korrosionsschutzwirkung des
normalen Steinkohlenteerpechs
mit hoher mechanischer Festigkeit.

SYNOPLAST
SYNOVA
SYNOGAM

sind Sondererzeugnisse aus
Steinkohlenteer für
den Bautenschutz im Hoch-,
Tief- und Ingenieurbau

Bei ihrer Anwendung hilft unsere
Beratungsstelle gern mit technischen
Auskünften und Druckschriften



Koks-Ausdrückmaschine,
geschützt mit der Steinkohlenteerpech-Lösung „Synova“



VERKAUFSVEREINIGUNG FÜR TEERERZEUGNISSE (VFT) AG · ESSEN

Die Erfahrung

führt

immer
wieder

zu

Bleimennige

Alte und neue Theorien und eine mehr
als 100-jährige Praxis sprechen für
Bleimennige, das in der ganzen Welt
gebrauchte und bewährte
Rostschuttpigment.

- d) Eingriffe in den elektrochemischen Korrosionsvorgang (z. B. kathodische Schutzverfahren).

4. Passiver Korrosionsschutz

Unter 3 c) wurden die sich bildenden, korrosionshemmenden Deckschichten erwähnt. Sie werden mehr oder weniger schnell wieder abgebaut, wenn die Voraussetzungen für ihre Bildung oder Erhaltung nicht mehr gegeben sind. Der Korrosionsschutz bedient sich daher der Möglichkeit, künstliche Deck-(Schutz-)schichten aufzubringen. Es können hierbei Anstriche (gestrichen, gespritzt und getaucht) oder metallische Überzüge (z. B. Zink, Alu), letztere durch Anstriche in ihrer Wirksamkeit erhöht, verwendet werden. Es wird in diesem Falle von einem passiven Korrosionsschutz gesprochen, da weder bei dem Aufbringen dieser künstlichen Deckschichten noch später in den elektrochemischen Korrosionsvorgang aktiv eingegriffen wird, sofern von den gegebenenfalls vorhandenen elektrochemischen Eigenschaften der Überzüge (z. B. Zinküberzüge) abgesehen wird.

5. Künstliche Deckschichten

Die künstlichen Deckschichten sollen das angreifende Mittel (z. B. aggressive Atmosphäre) von dem Werkstoff räumlich fernhalten und selbst gegen dieses Mittel weitgehend unempfindlich, d. h. mechanisch und chemisch widerstandsfähig sein. (Zusätzlicher Schutz der Überzüge, z. B. Zink durch Anstriche bei schwefelsäurehaltiger Atmosphäre, Rauchgase).

Die Deckschichten müssen folgende Voraussetzungen erfüllen:

- a) gute Haftung auf dem Werkstoff, Widerstand gegen Unterrostung (metallisch blanke Entrostung durch Sandstrahlen bei dynamisch beanspruchten Bauwerken);
- b) dicht, d. h. porenfrei — Ausnahme unedle Metalle, z. B. Spritzverzinkung. (Sachgemäße Aufbringung des richtig gewählten Anstrichstoffes und ausreichende Schichtdicke entsprechend der Oberflächenrauigkeit des zu schützenden Werkstoffes);
- c) widerstandsfähig (chemisch und mechanisch) gegenüber den angreifenden Stoffen;
- d) widerstandsfähig bei Bearbeitung, Transport und Nutzung gegen Wärme, Kälte, mechanische, dynamische Beanspruchung.

6. „Technische Vorschriften für den Rostschutz von Stahlbauwerken“ (Ro St) DV 807 vom 15. 3. 57

6.1 Anstrichstoffe

Im Stahlbrücken- und Ingenieurbau verwendet die DB bisher für den Korrosionsschutz vorwiegend Anstrichstoffe. Die neue „Ro St“ behandelt daher nur diese Schutzmöglichkeit und geht auf metallische Überzüge sehr kurz ein (siehe Vorbemerkung). Bei einer Neubearbeitung der „Ro St“ wird den letztgenannten Schutzmaßnahmen (kathodische Schutzverfahren) mehr Beachtung geschenkt werden müssen.

Die bei der DB zugelassenen bewährten Anstrichstoffe müssen den folgenden Technischen Lieferbedingungen (TL) entsprechen und werden zentral durch das BZA München beschafft.

TL 918 300: „Anstrichstoffe“, gibt grundsätzliche, allgemein gültige Bestimmungen über Einkauf, Beschaffenheit und Zusammensetzung der Anstrichstoffe und als Anlage hierzu gelten die besonderen Technischen Lieferbedingungen für Anstrichstoffe zum Schutz der Stahlbauwerke:

- TL 918 371: Anstrichstoffe auf Öl-Grundlage,
- TL 918 372: Anstrichstoffe auf Phthalatharz-Grundlage,
- TL 918 373: Anstrichstoffe auf Bitumen-Grundlage,
- TL 918 374: Anstrichstoffe auf Steinkohlenteerpech-Grundlage,
- TL 918 393: Kitte für Verglasungen und Stahlbauwerke,
- TL 918 303: Rostschutz-Grundanstrichstoffe auf verschiedener Bindemittel-Grundlage mit bleifreien Pigmenten (Haftgrund, Metallgrund).

Den TL entsprechend finden als Anstrichstoffe für den Rostschutz-Grundanstrich Bleimennige (unverschnitten, mit Schwerspat verschnitten) normal- und schnelltrocknend, Bleicyanamid (unverschnitten, mit Schwerspat verschnitten) und Eisenoxydrot/Zinkoxyd jeweils auf Öl- oder Phthalatharz-Grundlage Verwendung. Für den ersten Grundanstrich sind im allgemeinen die mageren und für den zweiten Grundanstrich die fetten Sorten zu verwenden.

Für den Deckanstrich sind Eisenglimmer, Bleiweiß und Eisenoxydrot, unterschiedlich getönt, auf Öl- und Phthalatharz-Grundlage vorgesehen.

Der vornehmlich aus zwei Grund- und zwei Deckanstrichen bestehende Korrosionsschutz ist in seinen einzelnen Anstrichen unter Einhaltung der notwendigen Trockenzeit möglichst bald auf das Bauwerk zu bringen, da nur der vollständige Anstrich den erstrebten dauerhaften Schutz bietet. Falls dieses aus Fertigungsgründen nicht zweckmäßig erscheint, sollte der erste Grundanstrich jedoch nach etwa 3 Monaten überstrichen werden oder — falls auch diese Frist nach dem Bauzeitenplan nicht einzuhalten ist — wird an Stelle des mageren Grundanstrichs ein fetter gewählt. Die Tafel 1 gibt Trocken- und Standzeiten an, die wegen der stets unterschiedlichen Korrosionsbeanspruchung, der verschiedenartigen Anstrichstoffe und ihrer nicht exakt vergleichbaren Verarbeitung nur als rohe Richtwerte anzusehen sind.

Den erweiterten Anwendungsmöglichkeiten der Anstrichstoffe auf Bitumen- und Teerpechgrundlage entsprechend, bringt die „Ro St“ ausführliche Hinweise.

Als Deckanstriche kommen nur „gefüllte“ Bitumen-, Steinkohlenteerpech-Lösungen oder -Emulsionen in Betracht. Sie haben sich in feuchter Rauchgas-Atmosphäre zum Teil besser bewährt als der Regelanstrich.

Im allgemeinen kann bei Anstrichen aus Bitumen- und Steinkohlenteerpech-Lösungen auf Grundanstriche aus Bleimennige, Bleicyanamid oder Eisenoxydrot/Zinkoxyd verzichtet werden. Bei besonderer Korrosionsbeanspruchung durch erhöhte Luftfeuchtigkeit (z. B. in kellerartigen Fundamenten) oder rauchgashaltiger Atmosphäre (z. B. in Dampfklohallen und Tunneln) ist jedoch ein Grundanstrich aus vorgenannten Stoffen zu empfehlen, wenn die erforderlichen Trockenzeiten hierfür gesichert sind (siehe Tafel 1). Steinkohlenteerpech-Emulsionen dürfen jedoch auf diese Grundanstriche nicht unmittelbar aufgebracht werden. Sie sind grundsätzlich auf einen Grundanstrich aus Steinkohlenteerpech-Lösung aufzubringen.

Wenn auf Farbwirkung Wert gelegt wird, können Schwarzstoffe ausgehellt werden, z. B. durch Alu-Pulver.

Heiße Anstriche auf Bitumen- oder Steinkohlenteerpech-Grundlage werden im allgemeinen nicht verwendet und dürfen auf keinen Fall auf Grundanstriche aus Bleimennige, Bleicyanamid und Eisenoxydrot/Zinkoxyd aufgebracht werden (Blasenbildung, Ablösen, Zerstören des Bindemittels). Für den Schutz von Stahl unter Wasser oder in der Wasserwechselzone sind Schwarzstoffe als Heiß- und Kaltanstriche besonders geeignet (Abs. 6.5).

Fahrbahnbleche mit schwellenlosem Gleis (s. Bild 1) müssen wegen der Begehrbarkeit durch das Betriebspersonal einen Korrosionsschutz erhalten, der neben den atmosphärischen auch den mechanischen und dynamischen Beanspruchungen standhält, verschleißfest ist und für unfallsicheres Begehen trittsicher bleibt.

Die Bundesbahn hat seit Frühjahr 1956 verschiedene verschleißfeste Korrosionsschutzbeläge auf Stahlblechen dem besonders starken Reiseverkehr und der harten Beanspruchung durch eisenbereifte Post- und Gepäckkarren auf einem unbedachten Bahnsteig des Bahnhofes München ausgesetzt und zur Erprobung des Verhaltens bei dynamisch belasteten Bauwerken auf einer Eisenbahnbrücke und außerdem auf zwei Signalbrücken verwendet. Es haben sich bisher Beläge aus Steinkohlenteerpech-Emulsion sowie auf Kunstharz-Grundlage (z. B. mit kaltaushärtendem Kunstharz oder Epoxharz) mit entsprechenden Füllern am besten bewährt. Die Versuche laufen weiter und sind für die DB von besonderer Bedeutung, da die Oberfläche des Fahrbahnbleches der Hohenzollernbrücke über den Rhein bei Köln einen begehrbaren (verschleißfesten) Korrosionsschutz erhalten soll. Es kann hierdurch der Gitterrost eingespart werden.

Für den Schutz von Fahrbahnplatten, die mit der Bettung in Berührung kommen (Bild 2), wie auch für in der Erde verlegte Stahlbauteile werden bevorzugt Anstrichstoffe auf Steinkohlenteerpech-Grundlage mit Füllstoffen verwendet. Gegen die mechanische Beschädigung durch die Bettung eignen sich zum Beispiel hochgefüllte pastenförmige Steinkohlenteerpech-Aufstrichmittel, gegebenenfalls besandet. Es werden auch die vorstehend beschriebenen verschleißfesten Korrosionsschutzbeläge hierfür verwendbar sein.

Der Haftgrund ist an Stelle des Leinölhauches getreten und dient der Verbesserung des Anstrichaufbaues. Für ihn spricht seine Spritzfähigkeit und kurze Trockenzeit (1/2 Std.), die Passivierung des Stahls

für etwa 14 Tage bei sattem Auftrag, sowie die besondere Erhöhung der Haftfähigkeit des nachfolgenden Anstrichs und die freizügige Wahl desselben. Der Haftgrund besteht aus basischem elektrolytarmen Zinkpolyoxychromat und Talkum als Farbkörper und aus einem Bindemittel auf Grundlage von Polyvinylbutyrol. Er wird im allgemeinen nur dann verwendet, wenn es nicht möglich ist, den 1. Grundanstrich am gleichen Tage nach entsprechender Entrostung der Stahloberfläche aufzubringen. Er benötigt eine vollkommen trockene Stahloberfläche. Wurde diese durch Flammstrahlen vorbereitet, so darf ihre Temperatur nicht mehr als 30° C betragen.

Bei Stahlkonstruktionen, die besonders starken Rauchgasangriffen ausgesetzt sind, haben sich Steinkohlenteerpech-Emulsionen besonders bewährt. Zur Verbesserung des Anstrichaufbaues wird auf die flammgestrahlte Oberfläche Haftgrund aufgestrichen oder gespritzt und als weiterer Grundanstrich einmal Steinkohlenteerpechlösung aufgetragen.

Der Haftgrund findet auch bei feuerverzinkten Stahlteilen zur Erhöhung der Haftfähigkeit der Schutzanstriche Verwendung (Washprimer).

Der Metallgrund ist für Stahlbauwerke nicht vorgesehen. Er wird beim Fahrzeuganstrich als bleifreie Grundierung wegen der Spritzbarkeit und kurzen Trockenzeit verwendet.

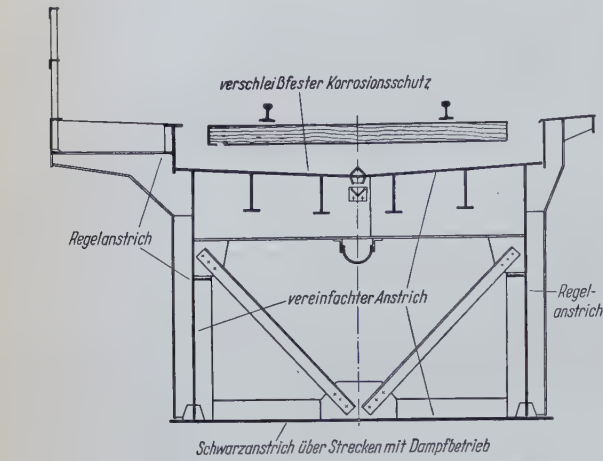


Bild 2. Unterschiedlicher Korrosionsschutz infolge verschiedener Korrosionsbeanspruchung bei neuzeitlichen Eisenbahnbrücken

T a f e l 1. Trockenzeiten, Schichtdicken, Standdauer von Anstrichstoffen

Anstrichstoffe	Baustoff-Nr.	Mindest-Trockenzeit überspritz- und überstreichbar nach Std. (bei 20° C und normaler Luft- feuchtigkeit)	Mindest- Schichtdicken (Trockenfilm) je Anstrich in μ	Mindest-Wartezeit unter Schwarzanstrich in günstiger Jahreszeit	Richtwerte für längste Standdauer der Grundanstriche ohne Deckanstriche in normaler aggressiver Atmosphäre Nächster Anstrich nach		Bemerkungen
a) Grundanstrichstoffe							
Haftgrund	634.94/99	1/2	10	1 Stunde	14 Tagen	8 Tagen	
Bleimennige unverschn., Öl	634.01 und 634.21	16	20	6 Wochen	3 Monaten	3 Monaten	
Bleimennige: Schwerspat 60 : 40, Öl	634.05 und 634.25	16		6 Wochen	3 Monaten 12 Monaten	3 Monaten 6 Monaten	Grundanstrich: mager Grundanstrich: fett
Bleimennige: Schwerspat 60 : 40, Öl, schnelltrocknend	634.15 und 634.35	überspritzbar 4 überstreichbar 6		2 Wochen	bei zwei Grundanstrichen 18 Monaten	bei zwei Grundanstrichen 12 Monaten	
Bleimennige unverschn., Kunstharz	634.51 und 634.71	8		4 Wochen	3 Monaten	3 Monaten	
Bleimennige: Schwerspat 60 : 40, Kunstharz	634.55 und 634.75	8		4 Wochen	3 Monaten 12 Monaten	3 Monaten 6 Monaten	Grundanstrich: mager Grundanstrich: fett
Bleimennige: Schwerspat 60 : 40, schnelltr. Kunsth.	634.65 und 634.85	überspritzbar 2 überstreichbar 4		3 Tage	3 Monaten	3 Monaten	
Bleicyanamid unverschn., Öl	634.02 und 634.22	16		6 Wochen	12 Monaten	6 Monaten	
Bleicyanamid: Schwerspat 60 : 40, Öl	634.06 und 634.26	16		6 Wochen	12 Monaten	6 Monaten	
Eisenoxydrot-Zinkoxyd, Öl	634.07 und 634.27	16		6 Wochen	12 Monaten	6 Monaten	
wie vor, Kunsth.	634.56 und 634.76	8		4 Wochen	12 Monaten	6 Monaten	bei einem Regelanstrich (2 Grund- und 2 Deckanstriche) soll eine Mindestdicke von 100—120 μ erreicht werden
b) Deckanstrichstoffe							
Eisenglimmer Öl	635.18 und 635.38	16	30				
Bleiweiß Öl	635.11 bis 635.35	16					
Eisenglimmer Kunsth.	635.58 und 635.78	8					
Bleiweiß Kunsth.	636.65 bis 636.89	8					
c) Schwarzstoffe							
Bitumenlösung und Steinkohlenteerpechlösung ungefüllt gestrichen und gespritzt	637.11 638.21	6	15				Mindestschichtdicke des gesamten Schutzanstrichs 150 μ
wie vor — gestr. gefüllt gespr.	637.12-19 u. 638.22/23	6	30 50				
Steinkohlenteerpech-Emulsion gefüllt	638.31/32	2	50				

6.2 Aufbringen der Anstriche, Schichtdicken und ihre Messung, Schichtdichte

Der erste Grundanstrich ist wegen besserer Haftfähigkeit und Rostschutzwirkung stets mit dem Pinsel aufzutragen. Dieses erscheint bei sandgestrahlten Flächen wegen der unvermeidbaren — wenn auch geringen — Staubablagerung und Feuchtigkeit beachtenswert. Bleifreie Anstrichstoffe und solche mit metallischem Bleigehalt nicht über 2 % dürfen gespritzt werden. Das Spritzen verbilligt das Aufbringen des Korrosionsschutzes. Im Freien kann jedoch dieser Vorteil durch hohe Spritzverluste bei Wind verlorengehen. Man wird die Frage des Spritzens von Fall zu Fall entscheiden müssen.

Ausreichende Schichtdicken sind bei Anstrichen und metallischen Überzügen für die Lebensdauer des Korrosionsschutzes von größtem Wert. Sie sollten daher bei jedem Aufbau einer Deckschicht eindeutig festgelegt werden und Bestandteil der vertraglichen Leistung sein (Angabe der durchschnittlichen und Mindest-Schichtdicke). Die Minstdicke eines Regelanstriches ergibt sich nach Tafel 1 zu etwa 100 bis 120 μ , die eines Schwarzanstriches zu etwa 150 μ . Für metallische Überzüge mit Schutzanstrichen gibt die Tafel 2 Richtwerte für Schichtdicken.

Tafel 2. Übersicht der Schichtdicken

Lfd. Nr.	Korrosionsschutz	Oberflächenbehandlung Walzhaut restlos entfernt, metallisch blank durch	Metallischer Überzug		Anstriche	Gesamt-Schichtdicke in μ	Bemerkungen
			Zinkauflage g/m ²	Dicke in μ			
1	Regelanstrich	Sandstrahlen	—	—	2 Grund- und 2 Deckanstriche	$2 \times 20 + 2 \times 30 = 100$ — mindestens —	Die Kosten für den Korrosionsschutz 1, 2 und 4 unterscheiden sich nicht wesentlich. Sie liegen bei 9–10 DM/m ² , je nach Art und Umfang des Objekts, bei Oberflächenbehandlung in der Werkstätte. Die Kosten nach 3 betragen etwa 16 DM/m ² bei Werkstattarbeit.
2	Feuerverzinkung + Schutzanstrich	Beizen (Schweißnähte evtl. vorher sandstrahlen)	700	100	1 Haftgrund 2 Deckanstriche	$100 + 10 + 2 \times 30 = 170$	
3	Flamm-Spritzverzinkung + Schutzanstrich	Sandstrahlen	900	150	2 Deckanstriche	$150 + 2 \times 30 = 210$	
4	Zinkstaubfarben + Deckanstrich	Sandstrahlen	—	—	2 Zinkstaub- und 2 Deckanstriche	$100 + 2 \times 30 = 160$	

Es ist nötig, daß die Schichtdicke auf allen Teilen des Bauwerkes weitgehend gleich ist, die Minstdicke jedoch an keiner Stelle unterschritten wird. Auf Kanten, Ecken und Nietköpfen sollte der Schutz dicker sein.

Das Messen der Schichtdicken ist auf der Baustelle und im Werk durch geeignete Instrumente leicht möglich. Es kann mit magnetischen oder elektromagnetischen Schichtdickenmessern (z. B. Elko-meter, Mikrotest, MeBuhr, Leptoskop u. ä.) durchgeführt werden. Für genaue Messungen muß jedoch der Überzug oder Anstrichfilm von Probestücken abgelöst und die Schichtdicke durch Gewicht oder durch Messung mit der Mikrometerschraube bestimmt werden. Diese beiden Verfahren sind nur für Labor und Werkstätte geeignet.

Die Dichte der Deckschicht ist gleichfalls wichtig und in Zweifelsfällen zu prüfen.

6.3 Ausführung des Korrosionsschutzes

6.3.1 Allgemeines

Die bei der DB verwendeten Anstrichstoffe nach den TL können als qualitativ voll befriedigend bezeichnet werden und ermöglichen eine Lebensdauer des Korrosionsschutzes bis zu etwa 25 Jahren je nach atmosphärischer Beanspruchung. Leider wird in der Praxis die Lebensdauer durch die oft mangelhafte Vorbereitung der Werkstoffoberfläche und unzeitiges, nachlässiges Aufbringen der Anstriche (vornehmlich des 1. Grundanstriches) sehr wesentlich herabgesetzt. Eingehende Untersuchungen haben bei Fahrleitungsmasten nur eine durchschnittliche Lebensdauer des Regelanstriches (2mal Bleimen-nige, 2mal Eisenglimmer) von etwa 10 Jahren ergeben. Im Brücken- und übrigen Ingenieurbau liegen die Verhältnisse oft nicht erheblich günstiger.

Es wird also in Zukunft das Hauptaugenmerk auf beste Ausführung und rechtzeitige Unterhaltung des Korrosionsschutzes zu richten sein. Hieran sind nicht nur Behörden und private Eigentümer von Stahlbauwerken, sondern auch die Stahlbauanstalten stark interessiert. Bei jedem ehrlichen Kostenvergleich mit anderen Bauweisen sind bekanntlich die Stahlbauwerke gegenüber den Spannbetonkonstruktionen durch den notwendigen Korrosionsschutz und die Häufigkeit seiner Erneuerung zusätzlich belastet. Es gilt somit die Herstellung desselben so gut und billig wie möglich zu machen und die

Unterhaltungskosten durch lange Lebensdauer der Schutzmaßnahmen gering zu halten.

Die neue „RoSt“ hat durch verschiedene Forderungen der Bedeutung dieser Gesichtspunkte Rechnung getragen.

6.3.2 Konstruktion und Korrosion

Es soll an dieser Stelle nochmals auf die korrosionsmindernde bauliche Durchbildung der Stahlbauwerke hingewiesen werden [4] (s. Vorbemerkung und 1. Allgemeines).

Die Korrosionsgefahr wird herabgesetzt und damit der Aufwand an Unterhaltungskosten gesenkt, wenn schon beim Entwurf von Stahlkonstruktionen sorgfältig darauf geachtet wird, daß Wassersäcke und tote Winkel (für die Unterhaltung gar nicht oder schwer zugänglich), sowie Stellen, wo sich Schmutz und Staub ansammeln, vermieden werden.

6.3.3 Oberflächenbehandlung

Die heute je nach der korrosiven und mechanischen Beanspruchung unterschiedlichen Korrosions-Schutzmaßnahmen (Regelanstrich, Schwarzanstrich, metallische Überzüge), oft am gleichen Objekt,

verlangen einen höheren Grad der Entrostung und gegebenenfalls das vollständige Entfernen des Walzzunders. So ist z. B. bei der Verwendung von Anstrichstoffen auf der Bitumen- und Teerpedh-Grundlage, sowie bei metallischen Überzügen und Anstrichen mit Zinkstaubfarben der Entrostungsgrad 3 „metallisch blank“, und bei Anstrichen auf Öl- oder Phthalatharz-Grundlage der Rostgrad 2 „metallisch rein“ zu fordern.

Da allgemein bei neuen Brückenbauwerken und bei den übrigen Stahlbauwerken, wenn diese erhöhten Korrosionsbeanspruchungen ausgesetzt sind (z. B. Bekohlungsunker und ihre Krananlagen), das restlose Beseitigen der Walzhaut verlangt wird, was bei den eingeführten Entrostungsverfahren zur Zeit nur durch das Sand-(Stahlkies-)strahlen zu erreichen ist, ergibt sich in diesen Fällen allgemein der Entrostungsgrad 3 „metallisch blank“.

Für die vollständige Beseitigung des Zunders (Walzhaut) in den vorgenannten Fällen sprechen die folgenden Gesichtspunkte:

- elektrochemische Potentialdifferenz zwischen Oxydhaut und blankem Stahl, die bei Wasser- oder Elektrolytzutritt zur Bildung von Lokalelementen führt (in besonders aggressiver Atmosphäre beachtlich),
- Sprödigkeit und ungenügende Elastizität, die eine nachträgliche Lockerung der Walzhaut bei Wärmebewegung, Verformungen, Schwingungen des Stahls (besonders bei dynamisch beanspruchten Bauwerken) verursacht,
- die oft mäßige Haftfähigkeit der Walzhaut auf der Werkstoffoberfläche,
- die zum Teil vorhandene Glätte der Walzhaut, die keinen günstigen Verankerungsgrund für den Anstrichfilm bietet,
- die andererseits häufige Porosität, wodurch eine Unterrostung ermöglicht wird.

Bei der Bewertung dieser Gründe ist zu berücksichtigen, daß die Haftfähigkeit der Walzhaut und die Erfüllung der bisherigen Forderung, nur die „lose“ Walzhaut zu entfernen, als relativ bezeichnet werden muß.

Das notwendig gewordene Sand- und Stahlkiesstrahlen bringt zwar eine Verteuerung der Oberflächenbehandlung, die sich jedoch infolge steigender Lohnkosten im Vergleich mit einer

sorgfältigen Handentrostung in mäßigen Grenzen halten dürfte. Für die Stahlbauanstalten zieht die Forderung, bei neuen Eisenbahnbrücken die Walzhaut restlos zu entfernen, die Notwendigkeit nach sich, eine Sandstrahlanlage zu beschaffen. Da die Belästigung der Umgebung durch den sehr feinen Quarzstaub in vielen Fällen eine Halle mit Absaugvorrichtungen erfordert, bewegen sich die Beschaffungskosten hierfür in einer Größenordnung um etwa 60 000 DM. Stahlkiesanlagen sind für Brückenbauanstalten und Brückenmeistereien in den meisten Fällen durch unzureichende Ausnutzung der Anlage unwirtschaftlich, da die vorgenannten Kosten sich wesentlich erhöhen und etwa 100 000,— DM betragen dürften.

Neben den Kosten ist die Frage des Platzbedarfes für eine Strahlhalle oft von größerer Bedeutung. Es ist in vielen Fällen nicht möglich, sie wegen der engen Bebauung nachträglich organisch in den Arbeitsfluß einzuordnen, um unwirtschaftliche Bewegungen der Stahlbauteile zu vermeiden. Hier kann die staubfrei arbeitende Sandstrahlanlage „Vacu-Blast“ oft eine sehr wirtschaftliche Lösung darstellen. Die Anlage kann beweglich montiert werden, hat einen geringen Platzbedarf und kostet in größerer Ausführung etwa 30 000,— DM. Sie ist jedoch begrenzt einsatzfähig.

Beim Sandstrahlen wird die zu wählende Korngröße des Quarz- oder Rheinsandes, sowie des Korunds von der Art des zu entfernenden Zunders und Rostes, des Rostgrades und der gegebenen Stahlsorte bestimmt. Die Aufräuhung sollte stets so gering wie möglich sein, um die Überdeckung der Werkstoffspitzen durch die Schutzschichten — deren Dicke mindestens das Dreifache der Rauhtiefe des Metalluntergrundes betragen sollte — ausreichend zu erhalten. Die maximale Korngröße dürfte beim Sandstrahlen walzblauer und mit Flugrost behafteter Stahlteile etwa 0,7 mm, bei angestosteten etwa 1,2 mm und bei sehr stark verrosteten Teilen bis 2 mm betragen. Jedenfalls hat die DB mit diesen Korngrößen gute Ergebnisse erzielt.

Die Arbeitsgemeinschaft „Anstrichstoffe“ der DB erforscht zur Zeit, das wirtschaftlich geeignetste Stahlmaterial, Kornform und Korngröße für das in den Ausbesserungswerken weitgehend angewandte Stahlkiesstrahlen zu finden. Die Untersuchungen sind schwierig, da zahlreiche Gesichtspunkte von wesentlichem Einfluß sind.

Eine weitere interessante Frage wirft die mögliche künstliche Alterung des Stahls durch intensives Bestrahlen mit harten Strahlmitteln auf. Es ist bekannt, daß kalt verformte oder gehämmerte Stahlteile einer erhöhten Korrosionsanfälligkeit unterliegen. Die Erforschung eines geeigneten Strahlmittels sollte daher auch die Frage beinhalten, wie weit das Mittel eine Erhöhung des Spannungspotentials an der Oberfläche des gestrahlten Werkstoffes und eine Verstärkung der Korrosionsanfälligkeit oder gar die Gefahr einer Spannungsrißkorrosion verursachen und die Güte der Schweißnähte auf derartigen Oberflächen bei schnellend und wechselnd beanspruchten Bauwerken mindern kann.

Es muß bei dieser Gelegenheit mit besonderem Nachdruck darauf hingewiesen werden, daß sand- oder stahlkiesgestrahlte Konstruktionen wegen ihrer besonderen Anfälligkeit gegen Rosten und Verschmutzen umgehend, das heißt in wenigen Stunden durch Anstrich (1. Grundanstrich oder Haftgrund) oder Überzüge zu schützen sind. Dieses ist bei allen kathodisch wirkenden Schutzmaßnahmen, sowie bei Schwarzanstrichen unbedingt notwendig, bei Verwendung von Bleimennige zweckmäßig. Sollte in Sonderfällen die Forderung eines sofortigen Schutzes nicht erfüllbar sein, so sind die sandgestrahlten Flächen vor dem Aufbringen metallischer Überzüge und Schwarzanstriche durch Flammstrahlen nachzubehandeln. Das Flammstrahlen ist als wertvolle Entrostungsart neu in die „Ro St“ aufgenommen worden. Durch das Flammstrahlen und anschließend sorgfältiges Bürsten läßt sich auch bei stark verrosteter Stahloberfläche der Entrostungsgrad 2 — metallisch rein — (wolkig) erreichen.

Die maximale Wirkung wird erhalten, wenn der unter 45° geneigte, nach vorwärts geschobene, mit der Flammkegelspitze auf der zu behandelnden Oberfläche aufsitzende Brenner mit einer Fortschrittsgeschwindigkeit von 2,5—3 m/min geführt wird. Die maximale Temperatur beträgt dann etwa 160° C an der behandelten Oberfläche bei etwa 2000° des Flammkegels der Azetylen-Sauerstoff-Flamme [5], [6].

Das Flammstrahlen macht die Entrostungs- und Anstricharbeiten bis zu einem gewissen Grad von der Witterung unabhängig. Von besonderem Vorteil ist, daß bei geschickter Arbeitseinteilung der erste Anstrich auf eine noch warme und daher zuverlässig trockene Stahl-

oberfläche aufgebracht werden kann. Auf dem mindestens noch handwarmen Stahl (etwa 40° C) verläuft der Anstrichstoff in die Poren und Narben, so daß man eine sehr gleichmäßige, gut haftende und schneller trocknende Schicht erzielt. Die Arbeit ist deshalb so einteilen, daß dieser Vorteil der Flamentrostung auf jeden Fall ausgenutzt wird. Es ist jedoch darauf zu achten, daß der erste Anstrich auf eine nicht zu warme Stahlfläche aufgetragen wird (nicht über 70° C), weil er sonst versprödet.

Die Stahlbauanstalten haben in letzter Zeit das Bestreben, die Stahlkonstruktionen ohne Entrosten und ersten Grundanstrich anzuliefern und zu montieren. Sie schlagen ein „Abwittern“ des Zunders vor und halten das Sandstrahlen und Aufbringen des gesamten Anstriches durch eine Spezialfirma für besser, da hierdurch die Transport- und Montageschäden des ersten Grundanstriches vermieden werden und die Gewährleistung für den Korrosionsschutz in einer Hand liegt.

Der Weg des Abwitterns erscheint für Eisenbahnbrücken nicht erstrebenswert. Das restlose Abwittern des Zunders bedingt eine Wartezeit, die wegen der oft unterschiedlichen Stahlsorten, des nicht gleichen Rostgrades und des verschiedenartigen Zunders am selben Bauwerk nicht gleich ist und eine Zeit von 1 Jahr noch wesentlich überschreiten kann. Derartig lange Montagezeiten werden heute nur noch bei sehr großen Brücken erreicht und würden im allgemeinen dazu führen, daß Entrosten und Anstrich nach Inbetriebnahme durchgeführt werden muß. Die Betriebsbehinderung, das zusätzliche Entfernen und Verlegen der Beläge, lange Leitungen für erforderliches Sand- und Flammstrahlen machen das Entrosten auf der Baustelle gegenüber der Arbeit in der Werkstätte unwirtschaftlich. Die Konstruktionen können während der Zeit des Abwitterns nicht unerhebliche Lochkorrosion erhalten und falls Sandstrahlen technisch nötig wird, müssen die Belästigung der Umgebung, evtl. Störungen im Signalwesen, sowie Schutzmaßnahmen dagegen berücksichtigt werden.

Da wir unbedingt eine Senkung der den Stahlbau belastenden Korrosionsschutzkosten anstreben müssen, erscheint es nicht vertretbar, durch die vorgeschlagene Verlegung der Schutzmaßnahmen aus der Werkstätte auf die Baustelle eine wesentliche Verteuerung der Arbeiten zu verursachen. Dieses kann nicht im Interesse der Stahlbauanstalten liegen und würde den Behörden als Auftraggeber in zahlreichen Fällen wegen des zu führenden Nachweises der wirtschaftlichsten Lösung Schwierigkeiten bereiten. Im Vergleich hierzu treten die zusätzlichen Kosten für die Ausbesserung der Montageschäden des ersten Grundanstriches stark zurück.

Aus der Bürgschaft zweier Firmen für die Korrosionsschutzmaßnahmen haben sich keine Schwierigkeiten ergeben, da es in Schadensfällen möglich ist, die Frage der Zuständigkeit zu klären.

Es soll noch betont werden, daß ohne Zweifel die Oberflächenvorbereitung (z. B. Sandstrahlen) in der Werkstätte sorgfältiger auszuführen ist als auf der Baustelle, wo bei ungünstiger Witterung als Nachbehandlung sandgestrahlter Flächen ein zusätzliches Flammstrahlen kostenvertuernd nötig werden und bei unzureichender Arbeitszeit in kurzen Betriebspausen die Güte der Arbeit stark herabgesetzt werden kann.

Bei Verbundbrücken wird es jedoch im allgemeinen zweckmäßig sein, auf das Aufbringen des ersten Grundanstrichs im Werk zu verzichten und alle Schutzanstriche (2 Grund- und 2 Deckanstriche) nach vorheriger metallisch blanker Sandstrahl-Entrostung auf der Baustelle aufzubringen. Dadurch wird vermieden, daß der sonst im Werk aufgetragene erste Grundanstrich durch die im allgemeinen längere Bauzeit verdirbt, durch Montage- und Betonarbeiten mechanisch stark verletzt, verschmutzt und so auch chemisch verändert wird.

Bei der Behandlung der Berührungsflächen genieteteter Anschlüsse schnellend und wechselnd beanspruchter Fachwerkstäbe wird nicht mehr nach der Stahlsorte (bisher St 52 sonderbehandelt) unterschieden. Die sich überdeckende Flächen von Stahlbauteilen, die vernietet werden, erhalten im allgemeinen wie bisher einen Anstrich aus Eisenoxydrot/Zinkoxyd. Wenn auf Reibwiderstand in der Berührungsfläche Wert gelegt werden muß, wie bei zu nietenden Anschlüssen von schnellend und wechselnd beanspruchten Stäben und Knotenblechen in Fachwerken (ausgenommen die Wind-, Schlinger- und Bremsverbände), oder bei Verbindungen mit hochfesten Schrauben, dürfen diese Flächen keinen die Reibung vermindernenden Überzug erhalten. Auf den Korrosionsschutz darf nur verzichtet werden, wenn keine Korrosionsgefahr besteht.

Der „Deutsche Ausschuß für Stahlbau“ hatte bereits 1936 mit der DR durch Herrn Prof. Graf Versuche durchführen lassen, um Anstrichstoffe oder Überzüge zu ermitteln, die als Korrosionsschutz der Berührungsflächen auch bei St 52 keine ungünstige Beeinflussung der Dauerfestigkeitswerte ergeben [7], [8].

Herr Prof. Graf fand, daß die Alu-Legierung Silumin als Überzug dieser Forderung entsprach. Er berichtete darüber im Stahlbau [9]. Der Krieg hat diese Versuche beendet. Sie sollen jedoch durch den „Deutschen Ausschuß für Stahlbau“ mit der DB wieder aufgenommen werden.

6.4 Schutz der Innenflächen von Hohlquerschnitten

Die Innenflächen von Hohlquerschnitten bei Stahlbauwerken erhalten, soweit die Konstruktionsteile luftdicht verschlossen sind (verschweißt, verklebt), keinen Korrosionsschutz (Rohrkonstruktionen, Fachwerkstäbe usw.). Belüftete Hohlquerschnitte (begehbar, nicht begehbar), können wegen der stark unterschiedlichen Beanspruchung der Innenflächen infolge konstruktiver wie auch atmosphärischer Gegebenheiten einen vom Regelanstrich abweichenden Korrosionsschutz als wirtschaftlichste Möglichkeit erhalten.

Versuche der DB und praktische Beispiele haben gezeigt, daß für die Innenflächen ein kostensparender Korrosionsschutz möglich ist [10].

Um einen geeigneten Schutz zu finden, hat die DB im Jahre 1955 in den beiden Hohlkästen der Moselbrücke Eller je 23 unterschiedliche Probeanstriche in 1,25 oder 2,50 m Breite auf den 4 Flächen des Brückenprofils ausgeführt, die hier einer praktischen Erprobung unterworfen sind und in Zeitabständen untersucht werden. Durch selbstschreibende Feuchtigkeits- und Temperaturmesser werden die klimatischen Bedingungen im Inneren der beiden Hohlkästen laufend aufgezeichnet. Bei dem einen Brücken-Hohlkasten wurden an den Endflächen die Deckel der Zugänge ins Brückeninnere entfernt, um gegenüber dem geschlossenen gehaltenen anderen Hohlkasten die Auswirkung eines ungehinderten Luftwechsels auf den Korrosionsschutz festzustellen. Auf diese Weise werden Grundlagen gewonnen, mit denen später auch für das Innere solcher Brücken wirtschaftliche Regelanstriche festgelegt werden können.

Schwarzanstriche, gegebenenfalls aufgehellt, Eisenoxydrot-Zinkoxyd oder Zinkstaubfarben können einen ausreichenden, gegenüber dem Regelanstrich verbilligten Schutz der Innenflächen ergeben, zumal möglicher Spritzauftrag dieser Anstrichstoffe die Herstellungskosten weiter senkt.

6.5 Anstriche auf Stahlbauteilen unter Wasser, im Bereich des Wasserwechsels und Spritzwassers oder in dauernd feuchter Luft

6.5.1 Allgemeines

Bei der Wahl des Korrosionsschutzes sind die Wasserart (Süßwasser, Salzwasser, chemisch verunreinigte Wässer), die Lage der Stahlteile (Unterwasser-, Wasserwechsel-, Luftzone) und besondere Beanspruchungen (mechanische Beanspruchung, Anwuchsgefahr) zu berücksichtigen.

Ausgesprochene Regelanstriche für die vorstehend beanspruchten Stahlbauteile können nicht angegeben werden, da die Beanspruchungen zu unterschiedlich sind. Im allgemeinen sind nur in langjährigem Gebrauch bewährte und für die jeweiligen Verhältnisse als zweckmäßig erkannte Anstrichstoffe zu verwenden (s. Vorbemerkung: Erfahrungen auf Grund laufender Versuche der Wasser- und Schiffsverkehrsverwaltung).

6.5.2 Grundanstriche

Grundanstriche auf Öl-Grundlage scheiden aus, da sie keine quellenfesten Anstriche ergeben. Soll jedoch Bleimennige verwendet werden, wird entweder ölfreie oder ölarme, schnelltrocknende Phthalatharz-Bleimennige empfohlen. Vor Aufbringen von Deckanstrichen aus Teerpech- oder Bitumenlösung sind jedoch mindestens 3 Tage Trockenpause erforderlich.

Bei Verwendung von Chlorkautschuk- oder Benzylzellulose-Anstrichstoffen als Deckanstrich sind zur Grundierung Anstrichstoffe mit Chlorkautschuk oder Benzylzellulose als Bindemittel zu verwenden.

6.5.3 Deckanstriche

Für die Unterwasser- und Wasserwechselzone eignen sich am besten Heißeinstrichstoffe auf Steinkohlenteerpech- oder Bitumen-Grundlage mit Füllstoffen. Sie sollen jeweils auf einen Kaltanstrich (Grundanstrich) auf Steinkohlenteerpech- oder Bitumen-Grundlage in einer Schichtdicke von 1,5–5 mm und in einem Arbeitsgang auf-

gebracht werden. Die Verarbeitungsvorschriften, besonders über Temperatur, sind genau einzuhalten. Bei Überhitzung der Heißeinstrichstoffe werden diese unbrauchbar, d. h. unwirksam. Bei Heißeinstrichen dürfen keine Grundanstriche aus Bleimennige, Bleicyanamid oder Eisenoxydrot-Zinkoxyd verwendet werden.

Für die Luftzone sind gleichfalls Heißeinstriche geeignet, wenn der Lieferer die Vermeidung von Ribbildung, Brüchigwerden oder übermäßigem Kriechen garantieren kann.

Gegen mechanische Beanspruchung sind Heißeinstriche meist empfindlicher als Kaltanstriche. Heißeinstrichstoffe dürfen bei +70°C an senkrechten Flächen nicht ablaufen und bei 0°C nicht brüchig werden. Sie müssen lichtbeständig sein, d. h. sie dürfen durch Lichteinfluß nicht rissig werden.

Kaltanstrichmittel wie Steinkohlenteerpech- oder Bitumenlösungen sind dort anzuwenden, wo Heißeinstriche nicht aufgebracht werden können. Für Stahlbauteile in der Luftzone sind sie besonders geeignet. Zweckmäßig sind Anstrichstoffe mit Füllstoffen.

Steinkohlenteerpech- oder Bitumenemulsionen sind nicht zu verwenden. In stark ölhaltigen Wässern hat sich Bitumen weniger bewährt.

Anstrichstoffe auf Chlorkautschuk- oder Benzylzellulose-Grundlage sind versuchsweise zugelassen.

6.5.4 Weitere Schutzmöglichkeiten

Versuche mit einem Korrosionsschutz der Stahloberfläche durch Flammgespritz-Verzinkung oder Zinkstaubfarben, jedoch mit zusätzlichen Schutzanstrichen, sollen über die Bewährung Aufschluß geben.

Eine weitere Möglichkeit des Korrosionsschutzes bietet der kathodische Schutz mit galvanischen Anoden. Der zu schützende Stahl (Kathode) wird mit einem unedleren Metall (Anode), das sich im gleichen Elektrolyt befindet, metallisch leitend verbunden. In dem geschaffenen galvanischen Element fließt ein elektrischer Gleichstrom von der Anode durch den Elektrolyten zu der zu schützenden Oberfläche des Stahles (Kathode). Bei ausreichender Stromdichte auf der Kathode wird der Korrosionsangriff unterbunden. Die Anode wird hierbei allmählich aufgezehrt und muß von Zeit zu Zeit erneuert werden.

6.6 Bauüberwachung, Abnahme, Unterhaltung

Die heute wesentlich stärker differenzierten Schutzmaßnahmen verlangen erhöhte Sorgfalt und umfangreichere Fachkenntnisse der für die Ausführung, Bauüberwachung, Abnahme und Unterhaltung zuständigen Fachkräfte der Firmen und Behörden. Die DB hat daher vorgeschrieben, daß bei allen Entrostungs- und Anstricharbeiten an wichtigen Stahlbauten — z. B. Brücken — eine fachlich entsprechend vorgeworbene Bauüberwachung ständig zugegen ist.

Den Abnahmebeamten in den Stahlbauanstalten sollte gleichfalls bei großen Eisenbahnbrücken und schwierigen Ingenieurbauten mit besonderer Bedeutung des Korrosionsschutzes eine derartige Überwachung beigegeben werden. Die Ausbildung dieser Fachkräfte sowie der Herren des Abnahmedienstes erfolgt im Lehrwagen für Anstrichtechnik des Bundesbahn-Zentralamts München. Es ist beabsichtigt, auch die größeren Stahlbauanstalten mit dem Lehrwagen aufzusuchen und sie über die Bedeutung der Oberflächen-Vorbehandlung und das Aufbringen des ersten Grundanstrichs (gegebenenfalls Haftgrund) durch praktische Unterweisung in Sandstrahlen, Flammstrahlen und Farbspritzen usw. zu unterrichten.

Wegen der Schwierigkeiten, bedingt durch die vielseitigen unterschiedlichen Schutzmaßnahmen an Spezialfahrzeugen, haben die Ausbesserungswerke einen bestimmten Herrn als Anstrichingenieur eingesetzt. Es dürfte auch für die Stahlbauanstalten zweckmäßig sein, die Aufsicht über alle Korrosionsschutzmaßnahmen in die Hand eines besonders unterrichteten Herrn zu legen.

Die Lebensdauer der Anstriche hängt nicht nur von der atmosphärischen Beanspruchung ab, sondern wird stark beeinflusst durch die schädigende Einwirkung des durch Verschmutzung am schnellen Abfluß gehinderten weichen Niederschlagswassers. Die sich bildenden schwachen Säuren und Laugen wirken sich bei jeder Verzögerung des Abtrocknens auf den Anstrich zerstörend aus. Für die Reinigung der Bauwerke sollten daher mehr Arbeitskräfte zu Verfügung stehen.

Es ist bedauerlich, daß zeitgerechte Reinigungs- und Unterhaltungsarbeiten wegen fehlender geringer Geldmittel oft unterbleiben, wodurch später erhebliche Beträge für die große Ausbesserung oder vollkommene Anstricherneuerung aufgewendet werden müssen, die sich um erhebliche Kosten durch die nunmehr unvermeidliche Betriebsbehinderung noch erhöhen.

(Fortsetzung folgt)

Die Alexander-Memorial-Sporthalle in Atlanta, USA

Von I. E. Morris, Atlanta (Georgia), USA

DK 725.86 : 624.014.2 Sporthallen : Stahlkonstruktionen

In Atlanta im Staate Georgia der USA wurde 1956 eine Sporthalle des Technologischen Institutes errichtet, die sich im Gegensatz zu anderen kuppelförmigen Bauten durch äußerste Einfachheit in der Konstruktion auszeichnet. Trotzdem ist es gelungen, eine elegante und ästhetisch befriedigende Konstruktion zu erstellen, die der Ansicht, daß sich Schönheit auch mit Stahl erzielen läßt, voll Rechnung trägt.

Der Entwurf wurde, abgesehen von ästhetischen Gesichtspunkten, durch allgemeine wirtschaftliche Überlegungen beeinflusst. Wegen der höheren Lohnkosten in den USA ist es offensichtlich, daß ein Maximum an Wirtschaftlichkeit immer durch Ersparnis an Arbeit, also an Werkstattkosten, zu erreichen ist. Hierauf war daher besondere Rücksicht zu nehmen. Die Untergrundverhältnisse hatten zuvor zu Gunsten des Stahls entschieden. Ungefähr die Hälfte des Bauwerks ruht auf Felsen oder gutem Boden und das übrige auf stählernen H-förmigen Pfählen, die durch eine aufgefüllte Schicht von 9,14 m Dicke bis auf tragfähigen Boden gerammt wurden. Allein die Möglichkeit ungleichmäßiger Setzungen machte eine Betonkuppel unerwünscht, selbst wenn die Kosten wettbewerbsfähig gewesen wären.

Wie sich aus den Gesprächen mit den Architekten ergab, war ein runder Grundriß des Gebäudes mit 32 Rippenträgern, die sich radial vom Mittelpunkt des Gebäudes nach außen erstreckten, am wirtschaftlichsten und ein Durchmesser von 82,30 m wurde den Erfordernissen gerecht. Darüber hinaus ergab sich, daß ellipsenförmige Binder mit einem Minimum an umbautem Raum die Arena abdeckten. Es war nun noch zu entscheiden, ob die Sitze über einem Rahmenwerk über dem Erdboden angeordnet werden sollten mit einer durch Säulen getragenen Kuppel, wie es allgemein üblich ist, oder ob die Sitze unter den Bodenhorizont zu legen seien und direkt durch den Erdboden getragen würden. Wie die Untersuchungen ergaben, war der letztere Weg der wirtschaftlichere. Die Erde im Innern des Gebäudes wurde also auf eine Tiefe von 7,92 m entfernt und ein Innenrund von 40,25 m Durchmesser geschaffen. Für die Binder schied dadurch das Zweigelenksystem mit Zugband aus. Die Erfordernisse der Maschinenbauingenieure schufen allerdings eine gute Möglichkeit, den

Die geschweißten Bogenrippen (Bild 2) sind am Kämpferpunkt 0,914 m hoch, an der Stelle des maximalen Biegemomentes 1,372 m und am Kreuzungspunkt mit dem Laternenträger im Mittelpunkt des Daches ebenfalls 0,914 m. Da ein Zweigelenkbogen in der Mitte der Spannweite Biegemomente erhält und der erforderliche Quer-

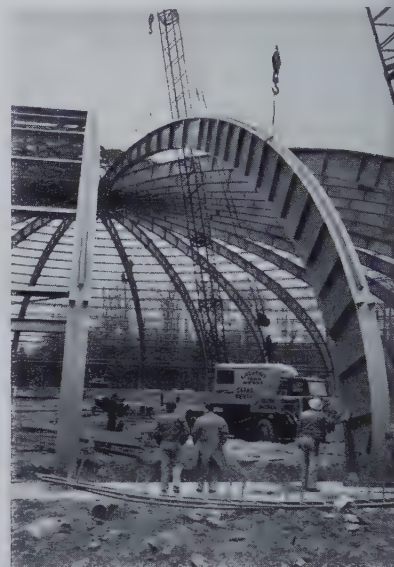


Bild 2.

Geschweißte Bogenrippe

schnitt von 16 Bögen nicht in einem theoretischen Punkt verwirklicht werden kann, wurde ein schwerer Kreisringträger von 3,05 m Durchmesser in der Mitte der Kuppel angeordnet. Dieser Träger nimmt zusätzlich zu den Horizontalschüben aus den Bogenrippen noch Momente auf, die durch die biegesteifen Verbindungen der Rippen mit ihm eingeleitet werden. Wegen seiner relativ geringen Höhe von 0,914 m ist dieser Träger ziemlich schwer und wuchtig. Der Druckring wird durch eine kleine Kuppel mit einem Durchmesser von 11,60 m überdeckt, die dieselbe Form hat wie die große Kuppel selbst, und in der Ventilatoren sowie die Beleuchtungskörper untergebracht sind.

Im endgültigen Zustand wurde nun der erwähnte Kanal, der um die Halle herumführt, so gelegt, daß die Kuppelträger direkt dar-

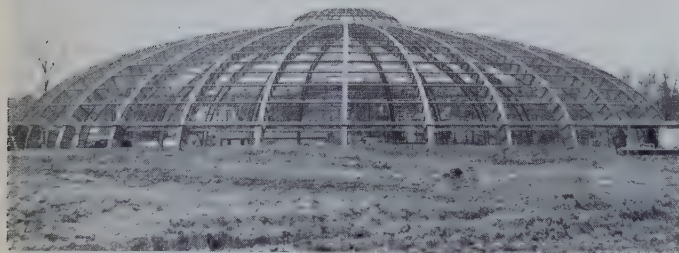


Bild 1. Ansicht der Sporthalle nach der Montage der Stahlkonstruktion

Horizontalschub durch eine umlaufende Kreisringplatte aufzunehmen. Diese Platte war gleichzeitig der obere Abschluß eines Kanals von 2,44 m Breite und 1,83 m Höhe, der sich rund um das Gebäude zog.

Nach den Wünschen der Architekten sollten die Kuppelträger so gestaltet werden, daß sie sich im eleganten Bogen vom Kämpferpunkt zum Mittelpunkt der Kuppel hinschwangen, der 15,24 m über dem Gelenkpunkt liegt. Diese Führung der Binder sollte das dominierende Merkmal der ganzen Konstruktion sein.

Jedes Paar der einander gegenüberliegenden Rippenträger bildet nun zusammen einen Zweigelenkbogen mit 82,30 m Spannweite und einer Last, die sich von 0 im Mittelpunkt zu einem Maximum an jedem Ende der Träger hin ändert. Insgesamt sind 16 einander völlig gleiche Bögen angeordnet (Bild 1) — eine Maßnahme, die ebenfalls wesentlich zur allgemeinen Wirtschaftlichkeit beitrug. Die Anordnung von Zweigelenkbögen verlangte zwar schwerere Querschnitte als sie erforderlich gewesen wären bei einer Konstruktion, die die Kuppelwirkung ausgenutzt hätte. Sie konzentrierte aber das Material dort, wo es aus ästhetischen Überlegungen heraus wünschenswert war und erforderte darüber hinaus nur leichte Pfetten und Verstrebungen in umlaufender Richtung. Die Tatsache, daß diese Bauteile aus einiger Entfernung betrachtet extrem klein erscheinen, hilft die Bögen zu betonen und die gewünschte Wirkung auf den Beschauer hervorzurufen.



Bild 3. Ausbildung des Fußpunktes der Rippen

auf gelagert werden konnten. Die vertikalen Reaktionen der Bögen wurden durch Träger quer durch den Kanal und die radialen Horizontalschübe durch die bewehrte Deckenplatte aufgenommen. Der Horizontalschub jedes Kuppelträgers wurde durch je 4 Ankerbolzen in die Grundkonstruktion übertragen (Bild 3).

Die Binder wurden montiert mit Hilfe einer Montagesäule in der Mitte der Halle, um die zunächst der Druckring anzubringen



Bild 4. Montage der Bogenrippen

war (Bild 4). Dann wurden insgesamt 8 Rippen so erstellt, daß 2 in jeden Quadranten des Kreises kamen, um zusätzliche Spannungen

in den Abspannseilen des Montagemastes zu vermeiden. Jede Rippe besaß ungefähr in der Mitte einen Baustellenstoß, der vor dem Hochziehen auf dem Montageplatz hergestellt wurde. Die Pfetten und Verstreben baute man nach der Montage der Rippen so schnell wie möglich ein, um dadurch das System gegen Windkräfte zu versteifen.

Nach dem Entfernen des Montagemastes wurde in der Mitte der Bögen eine Durchbiegung von 0,635 cm unter Eigengewicht gemessen. Die senkrechten Bewegungen infolge Temperaturänderungen betrugen max. $\pm 1,27$ cm. Erst nachdem die Kuppel völlig montiert war, wurde die Erde für die Sitzbänke und die Spielfläche ausgehoben.

Die Alexander-Memorial-Sporthalle hat 6999 Sitzplätze. 26 in Bodenhöhe angeordnete Zugänge führen zu den Sitzreihen aus Beton. Die Kosten des Bauvorhabens beliefen sich auf 1,5 Mill. Dollar zusätzlich 45 000 Dollar für Planierungs- und Erdarbeiten. Insgesamt wurden 543 t Stahl für den Kuppelbau verwandt.

Die Ausführung des Objektes lag in den Händen der Baugesellschaft Mion, Atlanta (Georgia). Die Stahlkonstruktion errichtete die Firma Valvert, Stahl- und Eisenwerke, Atlanta, beratend wirkte das Ingenieurbüro Morris, Boehmig und Tindell, ebenfalls Atlanta.

Verschiedenes

Windkanalversuche mit Modellen vollwandiger Brücken¹⁾

In Fortsetzung einer Reihe von Windkanalversuchen an der MIT (Massachusetts Inst. of Technology), die zunächst nur an Modellen von Fachwerkbrücken²⁾ vorgenommen wurden, sind auch vollwandige Brückenmodelle untersucht worden. Wie bei der ersten Reihe, wurden die erhaltenen Versuchsdaten für eine Kritik der z. Z. in den USA gültigen Vorschriften über die Windlastannahmen ausgewertet. Es ergab sich dabei, daß insbesondere der Brückentyp — also z. B. Deckbrücke oder Trogbrücke — auf die tatsächlich auftretende Windlast von großem Einfluß ist. Sowohl bei Straßen- (AASHTO) als auch bei Eisenbahnbrücken (AREA) wird dieser Tatsache in den Vorschriften keine Beachtung geschenkt. Dagegen wird die Wirkung des zweiten oder allgemeiner der weiteren Hauptträger überschätzt. Bei Eisenbahnbrücken sind die Hubkräfte (Vertikalkomponente der Windkraft) unbedeutend, bei Straßenbrücken kommt dieser Kraft eine erhebliche Bedeutung zu; hier wäre eine entsprechende Berücksichtigung in den erwähnten Vorschriften für Straßenbrücken erwünscht, da der Einfluß der Hubkräfte auf das Kippmoment groß ist.

Ebenso wie die Versuche mit Fachwerkbrücken, so stellen auch die hier mitgeteilten Ergebnisse eine begrüßenswerte Bereicherung der uns vorliegenden Unterlagen dar. Wiederum sind es Versuchsergebnisse, gewonnen an Brückenmodellen, die mit den Göttinger Versuchen³⁾ an einzelnen oder mehreren Trägern, aber nicht ganzen Brückenmodellen, verglichen werden können und diese ergänzen.

Versuchsanordnung

Es wurden 5 Typen von Eisenbahnbrücken (Tafel 1) und 4 Typen Straßenbrückenmodelle (Tafel 2) untersucht. Wie aus früheren Versuchen bekannt ist, hängt der Windkrafteinfluß nicht nur vom grundsätzlichen Aufbau der Brücke, sondern mehr noch von den Querschnittsverhältnissen, genauer und hier von der Trägerhöhe im Verhältnis zur Trägerlänge, ab. Aus diesem Grunde wurde mit 2 Ausnahmen jeder Grundtyp mit 3 verschiedenen Trägerhöhen geprüft. Hieraus ergaben sich insgesamt 24 zu untersuchende Modelle.

Die Modelle waren aus Holz gefertigt und zeigten Einzelheiten, soweit dies aus aerodynamischen Gründen erforderlich ist. Sie wurden zusammengesetzt jeweils aus Hauptträgern und Fahrbahnanteilen, wodurch die Möglichkeit gegeben war, die gleichen Hauptträger bei verschiedenen Fahrbahnausbildungen zu verwenden. Die Hauptträger selbst bestanden aus 3 Teilen: 2 Gurten und einem Steg, in dem die Quersteifen nur angedeutet blieben.

Die Eisenbahnbrückenmodelle hatten in allen Teilen den Maßstab 1:32, auch für Schienen, Schwellen sowie Längs- und Querträger.

1) Nach Biggs, J. M., Namyet, S. und Adachi, J.: Wind loads on Girder Bridges. Proc. ASCE, Vol. 81, Jan. 1955, Sep. 587.

2) Boué, P.: Windkanalversuche mit Fachwerkbrücken-Modellen. Stahlbau 24 1955 H. 2, S. 44/47.

3) Flachsbarth, O.: Winddruck auf vollwandige Bauwerke und Gitterfachwerke. Abhandlungen der IVBH, Band I, Zürich 1932, S. 153.

In Naturgröße ausgedrückt wurden jeweils 1,22 m, 2,45 m und 3,65 m hohe I-förmige Hauptträger geprüft.

Mit Rücksicht auf die zugrunde gelegte Straßenbreite von 7,3 m wurde für die Straßenbrückenmodelle der Maßstab 1:25 gewählt. Als Trägerhöhen kamen, in Naturgröße ausgedrückt, die Abmessungen 0,91 m, 1,82 m und 2,73 m zur Ausführung. Die Fahrbahnplatte wurde dargestellt durch eine Sperrholzplatte, an der durch senkrechte Stäbchen die Längs- und Querträger nachgeahmt waren. Auch die Verbände waren durch Holzstäbchen dargestellt.

Das nahezu maßstäbliche Gelände besaß einige unvermeidliche Öffnungen für die Befestigungsvorrichtung. Einige Versuche zeigten, daß hierdurch vernachlässigbar geringe Einflüsse auf die Meßergebnisse ausgeübt werden.

Versuchsdurchführung

Alle Versuche wurden im MIT-Windkanal, der nach dem Umlaufprinzip arbeitet und einen Querschnitt von $1,2 \times 1,8$ m besitzt,

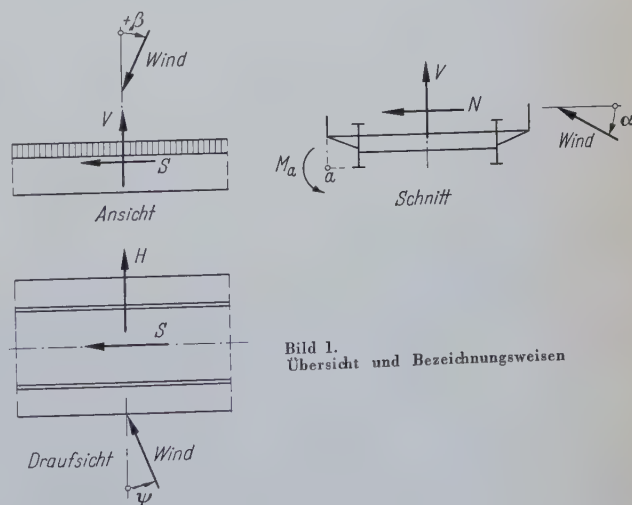


Bild 1. Übersicht und Bezeichnungen

durchgeführt. Die maximal zu erreichende Windgeschwindigkeit beträgt 35,6 m/sec. Die Übertragbarkeit der mit Windkanalversuchen an Modellen gewonnenen Ergebnisse auf die natürlichen Verhältnisse ist, wie auch bereits bei den früheren Untersuchungen mit Fachwerkbrückenmodellen festgestellt, gegeben, wenn die Reynoldssche Zahl R oberhalb des kritischen Wertes 10^3 liegt (vgl. Fußnote 2 Bild 7). Im vorliegenden Fall bei 35,6 m/sec und bei einer kinematischen Viskosität der Luft von $\nu = 1,6 \cdot 10^{-4}$ ft/sec² beträgt $\min R = 9,2 \cdot 10^4$. Auch bei geringeren Geschwindigkeiten bis nahezu

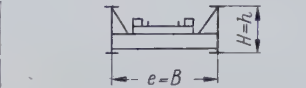
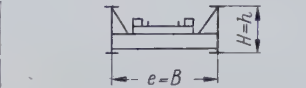
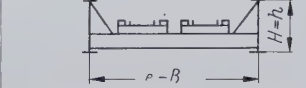
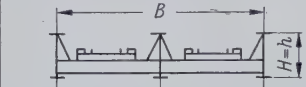
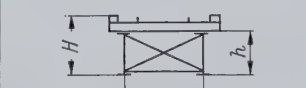
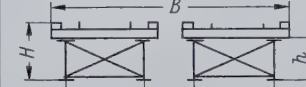
13,4 m/sec änderte sich die Windkraftzahl nicht, womit nachgewiesen ist, daß die hier verwendeten Modelle oberhalb des kritischen Wertes liegen. Da dies auch für die Prototypen gilt, kann mit Sicherheit angenommen werden, daß die am Modell erhaltenen Windkraftkoeffizienten auch für die Naturgröße Geltung haben.

Ein anderes aerodynamisches Problem, das bei Windkanalversuchen beachtet werden muß, ist die Abhängigkeit von dem Faktor

weise mit unendlich angenommen. Diese Annahme ist für Deckbrücken nahezu exakt, da die Widerlager das Brückenende abschließen. Bei Trogbrücken dagegen wird diese Annahme sicherlich nicht immer erfüllt.

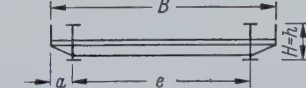
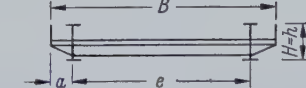
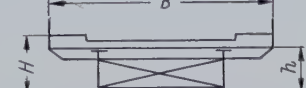

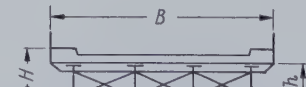
Die Modelle stellten jeweils einen Ausschnitt der betrachteten Brücke dar, d. h. sie repräsentierten nur einen Teil der Spannweiten. Um den Flächenfaktor unendlich zu erhalten, müßten die Enden

Tafel 1. Modelle der geprüften Eisenbahnbrücken

Modell	Brücken-Typ		Ansichtsfläche F_N cm ²	Grundrißfläche F_V cm ²	H cm	B cm	h cm	e cm	$\frac{e}{h}$
1 RTA	Eingleisige Trogbrücke		290	634	3,81	13,97	3,81	13,97	3,67
1 RTB			582	744	7,62	16,80	7,62	16,80	2,20
1 RTC			870	787	11,43	16,80	11,43	16,80	1,47
2 RTB	Zweigleisige Trogbrücke mit 2 Hauptträgern		582	1130	7,62	30,80	7,62	30,80	4,04
3 RTA	Zweigleisige Trogbrücke mit 3 Trägern		290	1194	3,81	27,94	3,81	13,97	3,67
3 RTB			582	1390	7,62	33,60	7,62	16,80	2,20
3 RTC			870	1453	11,43	33,60	11,43	16,80	1,47
4 RDA	Eingleisige Brücke mit obenliegender Fahrbahn		348	472	5,08	7,14	3,81	7,14	1,88
4 RDB			640	503	8,89	7,14	7,62	7,14	0,94
4 RDC			965	530	12,70	7,14	11,43	7,14	0,625
5 RDA	Zweigleisige Brücke mit obenliegender Fahrbahn		348	946	5,08	22,40	3,81	22,40	1,88
5 RDB			640	1010	8,89	22,40	7,62	22,40	0,94
5 RDC			965	1070	12,70	22,40	11,43	22,40	0,625

Alle Modelle 76,2 cm lang, Schwellen 10,45 cm lang

Tafel 2. Modelle der geprüften Straßenbrücken

Modell	Brücken-Typ		Ansichtsfläche F_N cm ²	Grundrißfläche F_A cm ²	H cm	B cm	h cm	e cm	$\frac{e}{h}$	a cm
6 HTB	Versenkte Fahrbahn		582	3130	7,62	41,30	7,62	30,80	4,04	5,23
6 HTC			990	3130	11,43	41,30	11,43	30,80	2,70	5,23
7 HDA	Deckbrücke 2 Hauptträger		465	3130	5,38	41,30	3,81	20,32	5,34	10,45
7 HDB			755	3130	9,20	41,30	7,62	20,32	2,66	10,45
7 HDC			1042	3130	13,00	41,30	11,43	20,32	1,45	10,45
8 HDA	Deckbrücke 3 Hauptträger		465	3130	5,38	41,30	3,81	12,70	5,34	7,92
8 HDB			755	3130	9,20	41,30	7,62	12,70	2,66	7,92
8 HDC			1042	3130	13,00	41,30	11,43	12,70	1,45	7,92
9 HDA	Deckbrücke 4 Hauptträger		465	3130	5,38	41,30	3,81	10,16	5,34	5,38
9 HDB			755	3130	9,20	41,30	7,62	10,16	2,66	5,38
9 HDC			1042	3130	13,00	41,30	11,43	10,16	1,45	5,38

Alle Modelle 76,2 cm lang

Länge \times Höhe der angeblasenen ebenen Flächen. Es ist bekannt, daß die Windkraftzahl im Falle einer ebenen Platte bei einem Flächenfaktor zwischen 1 und unendlich zwischen 1,2 und 2 liegt. Im vorliegenden Falle der Vollwandbrücken ist der exakte Flächenfaktor nicht einfach zu erfassen. Er wurde für alle Fälle näherungs-

dieser Ausschnitte abgeschlossen werden. Dies kann auf zweierlei Arten geschehen:

1. Durch die Anordnung der Modelle zwischen 2 großen Platten. Veränderungen im Anblaswinkel α können hierbei erreicht werden durch Drehen des gesamten Modells um die horizontale, senkrecht

um Luftstrom liegende Achse. Die Windgeschwindigkeit wird dabei bestimmt mittels Prandl'scher Drucksäulen, die in Richtung des Luftstromes vor den Seitenplatten angeordnet sind. Gegen den unten noch zu beschreibenden Blockadeeffekt (blockage effect) wurden diese Druckmessungen korrigiert und gesichert.

2. Der Modellausschnitt wird durch seitlich angebrachte Attrappen, die unabhängig von diesen gelagert sind, verlängert. Die Attrappen beeinflussen das Ergebnis der nur am Modell vorgenommenen Kraftmessungen nicht, erfüllen aber die Bedingung des Flächenfaktors unendlich. Diese Methode hat den Nachteil, daß jeweils für die verschiedenen Modelle auch besondere Attrappen gefertigt und angebracht werden müssen. Eine Veränderung des Anblas- und Gierwinkels ist jedoch einfach durch Drehung des Modelles, ein-

schließlich der Attrappen, möglich, etwa durch Bewegungen eines Drehtisches, der im Windkanal aufgestellt wird und Modell sowie Attrappen trägt.

Während normalerweise der an der Tunnelwand des Modelles gemessene Druck gleich dem Staudruck des freien Luftstromes im Windkanal ist, trifft dies nicht mehr zu, wenn eine größere Störung des normalen Stromlinienbildes im Versuchsteil des Windkanals etwa durch ein relativ großes Modell eintritt. Um diesen Blockadeeffekt auszuschalten, wird vor dem Einflußbereich des Modells der Druck gemessen. Der Vergleich dieser Messung mit einer solchen in Höhe des Modelles liefert den gewünschten Korrekturfaktor zur Ausschaltung des Blockadeeffektes. Im vorliegenden Falle wurde der Korrekturfaktor an verschiedenen einfachen Modellkörpern (Platten), für die exakte Windkraftzahlen bekannt sind, ermittelt und, nachdem stichprobeweise die Gültigkeit auch für die hier in Frage kommenden Modelle festgestellt war, allgemein benutzt.

Die Horizontalkräfte, Vertikalkräfte und das Kippmoment wurden an allen Modellen ermittelt, während nur 4 Modelle unter Rollen und Gieren geprüft wurden, da die hierbei ermittelten Ergebnisse für alle anderen Typen als repräsentativ gelten können.

V Versuchsergebnisse

Die verschiedenen Windkraftkomponenten ergeben sich entsprechend Bild 1 aus folgenden Gleichungen:

Horizontalkraft N senkrecht zur Brückenachse

$$N = C_N \cdot F_N \cdot q,$$

Vertikalkraft V , positiv, wenn die Kraft aufwärts gerichtet ist

$$V = C_V \cdot F_V \cdot q,$$

Längskraft S parallel zur Brückenachse gerichtet

$$S = C_{SN} \cdot F_N \cdot q$$

oder $S = C_{SV} \cdot F_V \cdot q,$

Kippmoment Ma um den Punkt a (vgl. auch Tafel 1 und 2)

$$Ma = C_M \cdot F_V \cdot b \cdot q.$$

Hierin bezeichnet $q = \rho \cdot \frac{v^2}{2}$ den Staudruck, F_N die Ansichtsfläche in Richtung der Horizontalkomponente und F_V die entsprechende Fläche normal zur Fahrbahn. Die Abweichungen des anblasenden Windes von den durch die Komponenten N , V und S gekennzeichneten Richtungen bezeichnen den Anblaswinkel α , den Rollwinkel β und den Gierwinkel ψ .

Um die Veränderungen der Komponenten zu erfassen, wurden die Windkraftkoeffizienten C_N , C_V , C_{SN} , C_{SV} und C_M eingeführt. Sie werden gelegentlich auch Flächenkoeffizienten genannt, da sie sich als Verhältnis der Ansichtsfläche bei 0° (z. B. F_{VN}) und der jeweils wirksamen Fläche bei anderen Blasrichtungen deuten lassen. Als dimensionslose Größen eignen sie sich besonders gut für Vergleichszwecke.

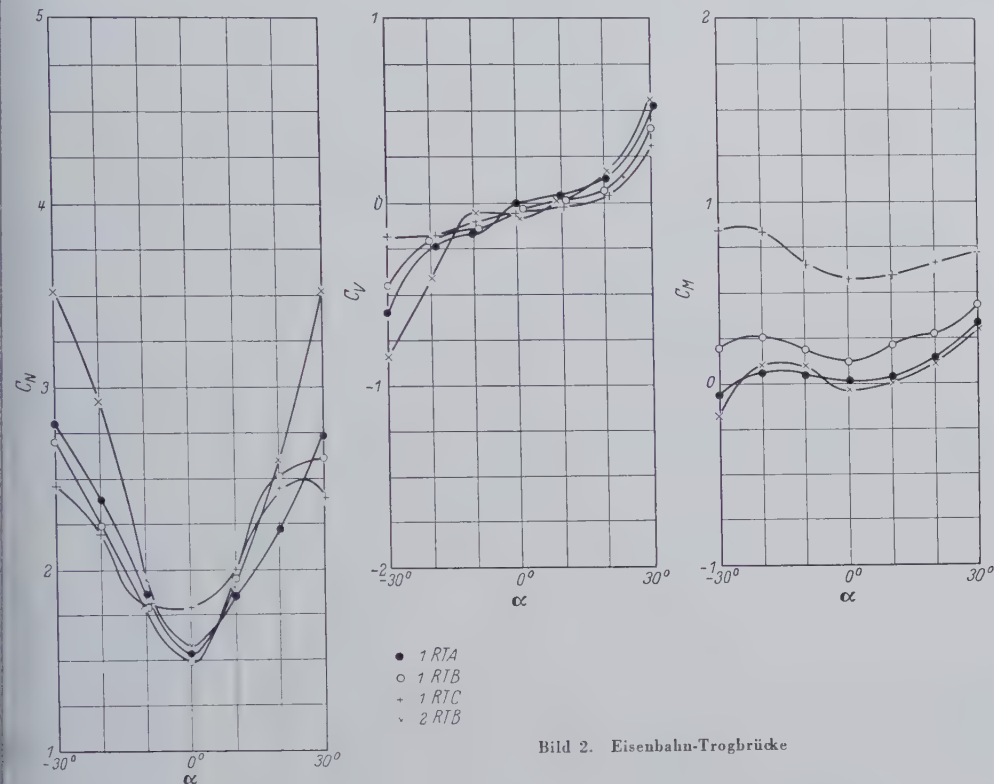


Bild 2. Eisenbahn-Trogbrücke

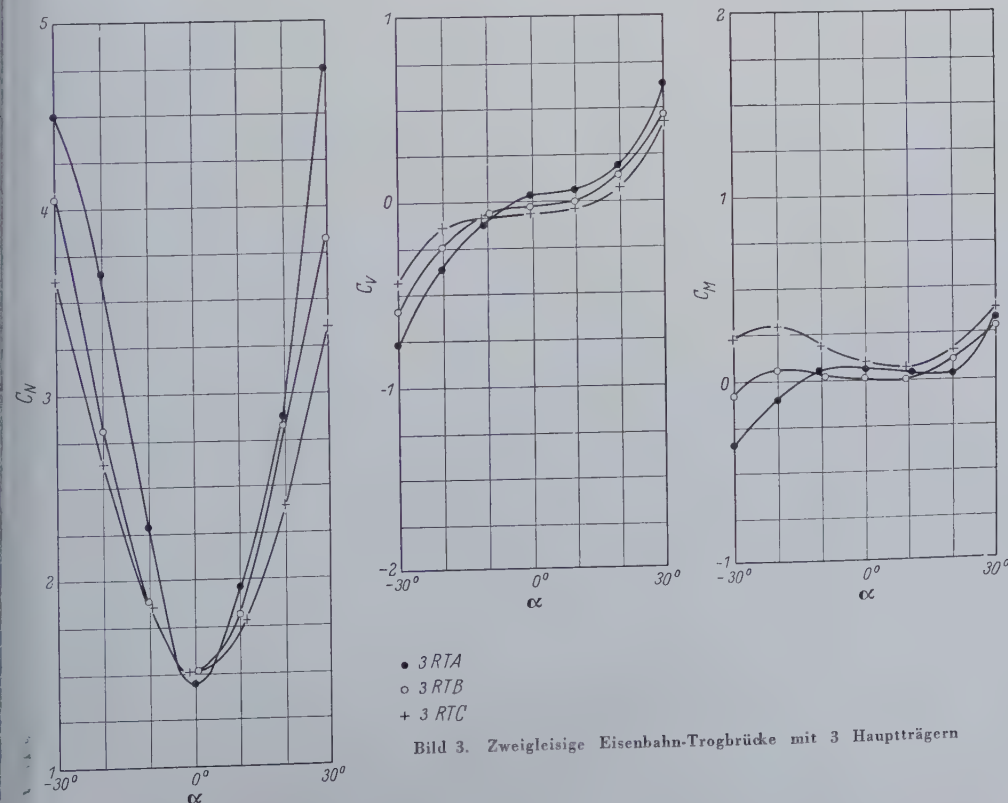


Bild 3. Zweigleisige Eisenbahn-Trogbrücke mit 3 Hauptträgern

Die in den Bildern 2 bis 9 graphisch dargestellten Ergebnisse der Windkanalmessungen enthalten daher die jeweiligen Windkraftkoeffizienten in Abhängigkeit von den untersuchten Anblaswinkeln α . Auch für die Wiedergabe der Messungen unter Gieren und Rollen in Bild 10 und 11 ist diese Darstellungsart gewählt worden.

1. Eisenbahnbrücken

1.1 Horizontalkräfte

In Tafel 3 ist für die untersuchten Eisenbahnbrücken-Typen die max. Horizontalpressung $\frac{N}{F_{rN}}$ unter dem jeweils ungünstigen Anblaswinkel α angegeben. Der Zuwachs, der durch den 2. Träger oder andere, in der Ansicht unter $\alpha = 0^\circ$ nicht sichtbare Elemente eintritt, ist in F_{rN} nicht berücksichtigt. Die Kräfte sind für eine

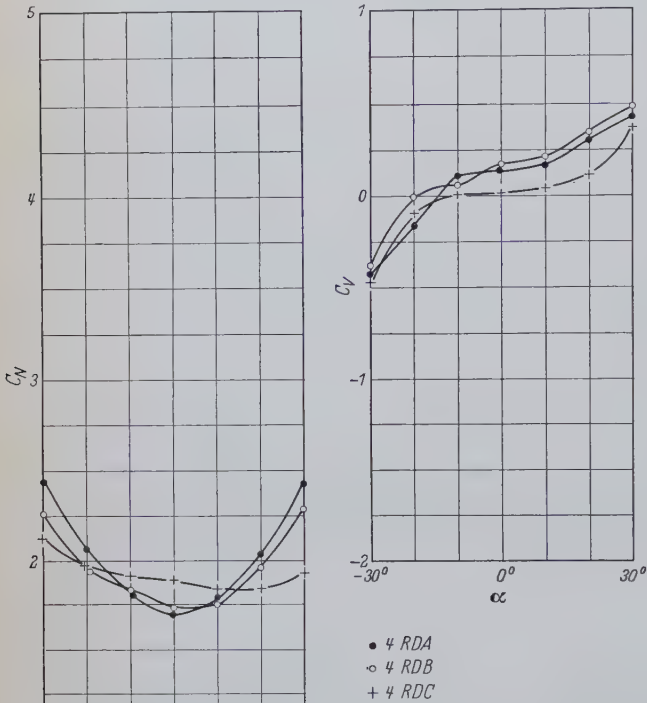


Bild 4. Eingleisige Eisenbahnbrücke mit oberliegender Fahrbahn

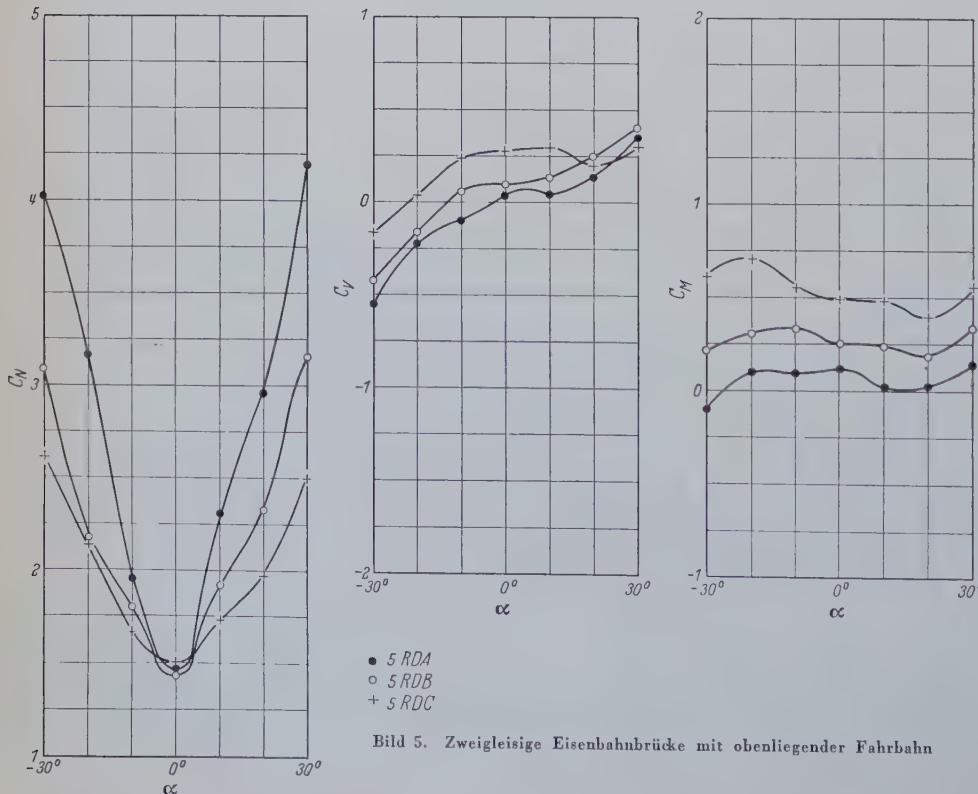


Bild 5. Zweigleisige Eisenbahnbrücke mit oberliegender Fahrbahn

Windgeschwindigkeit von 44,7 m/sec errechnet. In der amerikanischen Vorschrift AREA (1950) wird eine Windlast von 244 kg/m² auf die 1,5fache Ansichtsfäche, das sind 366 kg/m² auf die einfache Ansichtsfäche F_{rN} , vorgeschrieben. Nur beim Modell 3 RTA wurde ein höherer Wert gemessen. Die geringste Pressung ergab sich bei Modell 5 RDC; sie betrug nur 63% des vorgeschriebenen Wertes.

Der Vergleich der Messungen zeigt, daß die Anordnung zusätzlicher Träger etwa entsprechend Modell 3 einen beträchtlichen Einfluß auf den max. Druck bei niedrigen Trägern (A) ausübt. Bei höheren Trägern (B und C) wurde eine derartige Auswirkung nicht festgestellt. Hieraus ist zu schließen, daß bei Trägern, die bezogen auf den Trägerabstand e eine große Höhe aufweisen, ein Wirbel hervorgerufen wird, der die leeseitigen Hauptträger völlig umschließt, so daß sie ihrerseits keinen zusätzlichen Anteil an Horizontalkraft bringen. Bei Brücken mit 2 Hauptträgern bleibt dementsprechend einer Vergrößerung der Trägerhöhe unerheblich hinsichtlich ihrer Auswirkung auf die max. gemessene Horizontalkraft. Dagegen bewirkt bei Brücken mit 3 bis 4 Hauptträgern eine größere Trägerhöhe eine beträchtliche Abnahme des Gesamthorizontaldruckes.

Bei einigen Prüfungen mit größeren Anblaswinkeln als $\pm 15^\circ$ zeigte sich, daß bei Eisenbahnbrücken im allgemeinen der größte Horizontaldruck bei $\alpha = -40^\circ$ auftritt.

1.2 Vertikalkräfte

Für den untersuchten Bereich sind die max. Werte in Tafel 3 enthalten. Im allgemeinen ist der Vertikaldruck bei Deckbrücken größer als bei Trogbrücken. Bei offenen Eisenbahnbrücken mit oberliegender Fahrbahn sind die Vertikalkräfte so gering, daß sie bei der Bemessung nicht ausschlaggebend sind. Der größte Druck wurde bei Modell 5 RDC mit 33,8 kg/m², d. h. 15% des Horizontaldruckes, gemessen.

1.3 Kippmoment

Bei der Berechnung geht man im allgemeinen davon aus, daß das Kippmoment eine unmittelbare Folge der in halber Höhe angreifenden Horizontalkraft ist. Die meisten Vorschriften enthalten außerdem keine Angaben über die Vertikalkraft. In der Tafel 3 sind den experimentell ermittelten Kippmomenten die rechnerischen Werte max. $N \frac{h}{2}$ gegenübergestellt. Die Differenz zwischen beiden Werten ist weniger auf den sehr geringen Einfluß der Vertikalkraft zurückzuführen als auf die Tatsache, daß die Horizontalkraft außerhalb $\frac{h}{2}$ angreift. Im ungünstigsten Falle ergibt sich eine Differenz von +33% (Modell 5 RDB); sie ist ihrer Größe nach unbedeutend, zeigt aber, daß man besonders in Sonderfällen auch das Kippmoment berücksichtigen sollte.

1.4 Giereffekt

An 2 Eisenbahnbrückenmodellen wurde auch das Gieren untersucht. Die max. Horizontalkraft trat hier bei $\psi = 0^\circ$ ein. Hieraus ist zu schließen, daß bei Eisenbahnbrücken in jedem Falle das Gieren außer acht bleiben kann. In Bild 10 ist darüber hinaus der Koeffizient C_{SN} , das ist der Windkraftkoeffizient für eine Kraftwirkung

längs der Brückenachse, angegeben. Er erreicht bei Eisenbahnbrücken 0,36, d. h. die Längskraft max. S ist nicht größer als 20 % von max. N . Diese Feststellung wurde allerdings an Modellen mit seitlich angebrachten Attrappen ermittelt und gilt daher nur für einen Ausschnitt aus einer mittleren Brückenöffnung. Bei Betrachtung der gesamten Brücke kann dieser Einfluß wesentlich größer sein.

1.5 Rollen

Die Untersuchung des Rollens ist nur für Klappbrücken von besonderem Interesse. Die ermittelten Koeffizienten sind in Bild 11 dargestellt. Sie beziehen sich einmal auf die Vertikalkraft und zum anderen auf die Kraftrichtung längs der Brückenachse, angegeben in Abhängigkeit von der Vertikalkraft.

2. Straßenbrücken

2.1 Horizontalkraft

Die gemessenen max. Horizontalkräfte bei 44,7 m/sec Windgeschwindigkeit sind in Tafel 4 angegeben. Hierbei handelt es sich um die effektiven Drücke auf die Umrißfläche ohne alle verdeckten Teile. Weiterhin sind die nach den amerikanischen Vorschriften AASHO (1953) errechneten Werte für eine Windangriffsfläche gleich der 1,5fachen Umrißfläche plus der Hälfte aller 3., 4. usw. Hauptträger zur Gegenüberstellung eingetragen. Sie entsprechen einem Druck von 244 kg/m² multipliziert mit dem Verhältnis der effektiven Windangriffsfläche zur Umrißfläche (dem sog. Volligkeitsgrad $\varphi = \frac{F_r}{F}$). Es zeigen sich für die einzelnen Typen nur sehr geringe Unterschiede in der Größe der Horizontalkraft. Lediglich ist zu erkennen, daß die Deckbrücke im allgemeinen einen höheren Druck als die Trogbrücke erhält und die Horizontalkraft mit der Trägerhöhe steigt. Die gemessenen Werte liegen sämtlich unter 60 % der Angaben in den amerikanischen Vorschriften. Bei Modell 9 HDA wurden sogar nur 33 % hiervon gemessen. Die in den Vorschriften angegebenen Winddrücke werden durchschnittlich erst bei einer Mindestgeschwindigkeit von 57,6 m/sec erreicht.

Die Horizontalkraft steigt nicht mit der Anzahl der Hauptträger. In diesem Punkt erscheint die amerikanische Vorschrift Verbesserungsbedürftig.

Mit offenen Deckbrücken wurden keine Versuche durchgeführt. Auf Grund anderer Versuche ist aber bekannt, daß die Horizontalkraft für derartige Brücken größer ist als für Deckbrücken mit geschlossener Fahrbahn.

2.2 Vertikalkraft

Die Größe der gemessenen Vertikalkräfte (Tafel 4) unterstreicht deren beträchtliche Bedeutung. Im ungünstigsten Falle (9 HDA) erreichen sie 58 % der Horizontalkraft. Berücksichtigt man zudem den Unterschied zwischen der Ansichts- und der Grundrißfläche, so ist die Vertikalkraft etwa 3,9mal größer als die Horizontalkomponente. Sie interessiert besonders, weil sie das Kippmoment erzeugt.

2.3 Kippmoment

Die in den Bildern 6 bis 9 dargestellten Versuchsergebnisse zeigen eine auffällige Ähnlichkeit zwischen den Kurven des Windkraftkoeffi-

zienten der Vertikalkraft C_V und dem des Kippmomentes C_M . Hieraus geht hervor, daß bei Straßenbrücken das Kippmoment fast ausschließlich von der Vertikalkraft abhängt und die Horizontalkraft von geringem Einfluß ist. Die Lage der resultierenden Vertikalkraft variiert beträchtlich und liegt im allgemeinen im Bereich der windseitigen Brückenhälfte.

Die max. Kippmomentkoeffizienten sind in Tafel 4 angegeben. Sie sind nicht so bedeutend, daß sie für die Standfestigkeit ausschlaggebend werden, können aber in den beiden Hauptträgern und in den Auflagern bemerkenswerte Spannungen und Kräfte hervorrufen.

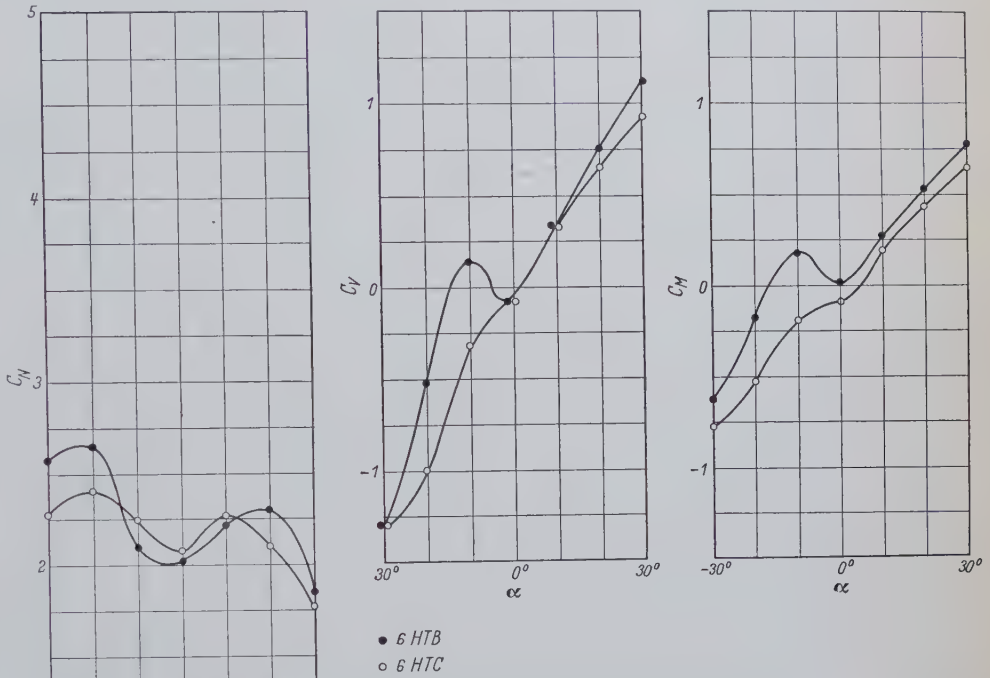


Bild 6. Straßenbrücke mit versenkter Fahrbahn (Trogbrücke)

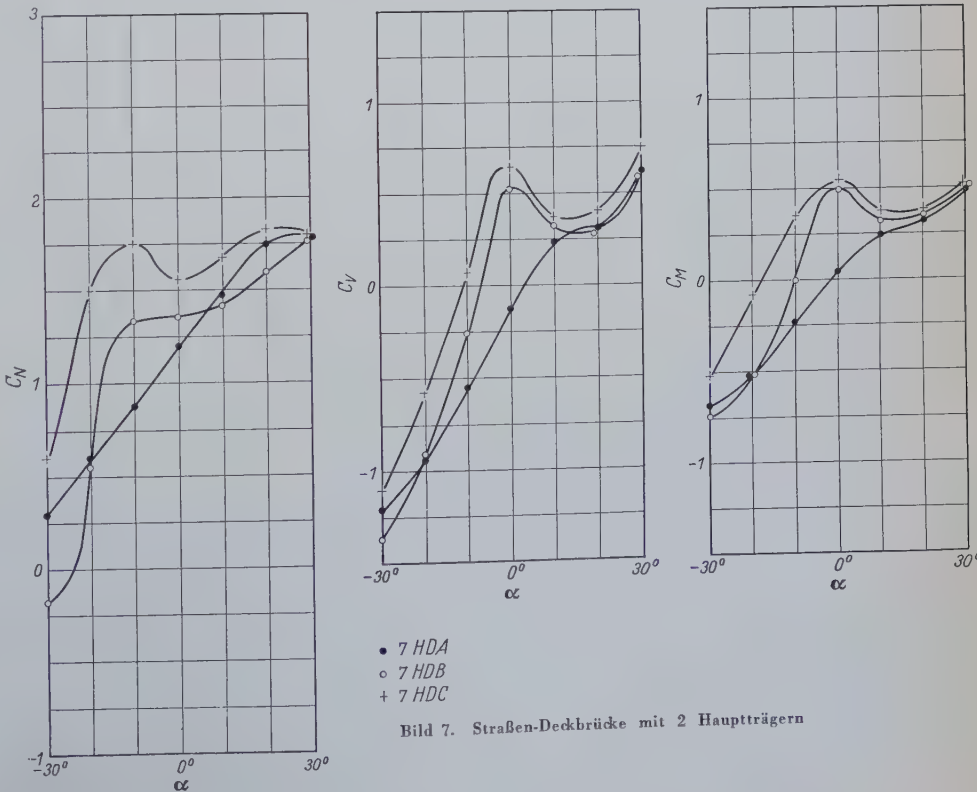


Bild 7. Straßen-Deckbrücke mit 2 Hauptträgern

2.4 Giereffekt

Für Deckbrücken tritt die größte Horizontalkraft bei $\psi = 0^\circ$ auf. Für Trogbrücken liegt der entsprechende Wert bei $\psi = 20^\circ$ und ist hier um 9% größer als bei 0° . Diese Steigerung ist jedoch nicht erheblich, zumal sie sicherlich nur in Ausnahmefällen gleichzeitig

mit dem Anblaswinkel α zusammentrifft, der nach Tafel 4 einen max. Horizontaldruck erzeugt. Es können daher die in den Bildern 6 bis 9 angegebenen Koeffizienten für die Horizontalkraft in Abhängigkeit vom Anblaswinkel für Straßenbrücken ohne Berücksichtigung des Giereffektes unmittelbar angewandt werden.

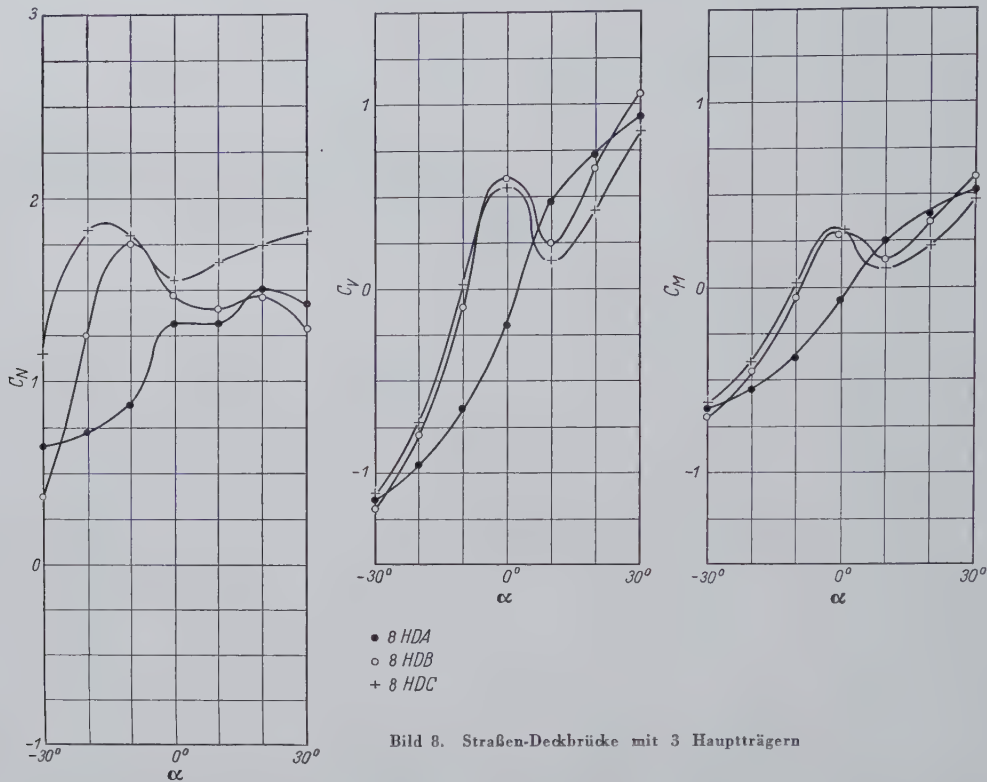


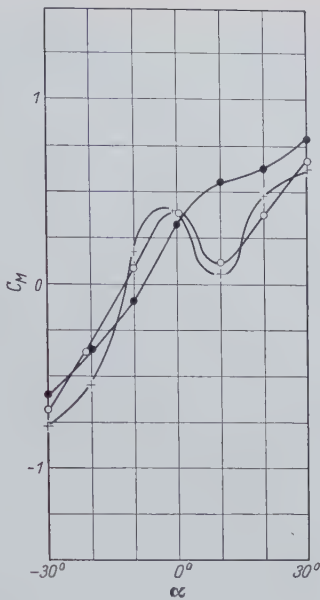
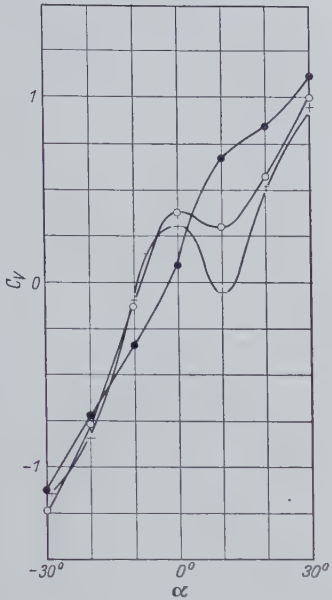
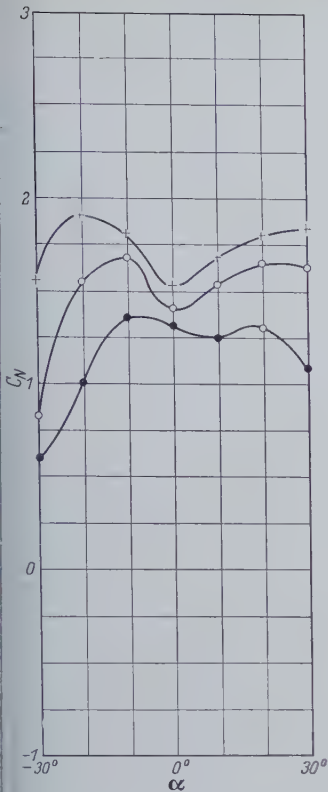
Bild 8. Straßen-Deckbrücke mit 3 Hauptträgern

Tafel 3. Eisenbahnbrücken. Größte Windkräfte innerhalb des Bereiches $+15^\circ > \alpha > -15^\circ$

Modell	max. Horizontalpressung			max. Vertikalpressung			max. Kippmoment M_a			
	max. C_N	max. C_N tritt auf bei α	max. $\frac{N}{F_N}$ bei 44,7 m/sec kg/cm ²	max. C_V	max. C_V tritt auf bei α	max. $\frac{V}{F_V}$ bei 44,7 m/sec kg/cm ²	max. C_M	max. C_M tritt auf bei α	M_a bei 44,7 m/sec cm/kg	max. $N \frac{h}{2}$ 44,7 m/sec cm/kg
1 RTA	2,12	- 15°	264	0,08	+ 15°	9,76	0,09	+ 15°	10,3	14,8
1 RTB	2,37	+ 15°	296	0,04	+ 15°	4,88	0,27	+ 15°	42,2	65,0
1 RTC	2,28	+ 15°	285	0	+ 15°	0	0,75	- 15°	123,0	140,0
2 RTB	2,45	- 15°	306	0,08	+ 15°	9,76	0,13	- 15°	56,0	67,3
3 RTA	2,93	- 15°	366	0,10	+ 15°	12,70	0,06	- 5°	25,1	20,5
3 RTB	2,30	- 15°	288	0,05	+ 15°	6,35	0,05	- 15°	28,5	62,6
3 RTC	2,19	- 15°	273	0	+ 15°	0	0,27	- 15°	163,0	134,5
4 RDA	1,93	- 15°	241	0,23	+ 15°	28,80	0,49	- 15°	20,5	20,5
4 RDB	1,88	- 15°	235	0,27	+ 15°	33,70	1,64	- 15°	73,0	66,2
4 RDC	1,93	- 15°	241	0,07	+ 15°	8,80	3,14	- 15°	147,0	155,0
5 RDA	2,67	+ 15°	334	0,08	+ 15°	9,76	0,12	0	31,9	29,6
5 RDB	1,97	+ 15°	246	0,21	+ 15°	26,40	0,33	- 10°	92,4	69,5
5 RDC	1,86	- 15°	233	0,28	+ 10°	35,20	0,65	- 15°	193,0	150,5

Tafel 4. Straßenbrücken. Größte Windkräfte innerhalb des Bereiches $+15^\circ > \alpha > -15^\circ$

Modell	max. Horizontalpressung			nach AASHTO vor- geschrieben kg/cm ²	max. Vertikalpressung			max. Kippmoment	
	max. C_N	max. C_N bei α	max. $\frac{N}{F_N}$ bei 44,7 m/sec kg/cm ²		max. C_V	max. C_V bei α	max. $\frac{V}{F_V}$ bei 44,7 m/sec kg/cm ²	max. $C_M(+)$	max. C_M bei α
6 HTB	1,42	- 15°	177,0	365,0	0,50	+ 15°	62,5	0,33	+ 15°
6 HTC	1,36	- 15°	170,0	365,0	0,56	+ 15°	69,8	0,41	+ 15°
7 HDA	1,65	+ 15°	206,0	365,0	0,31	+ 15°	38,6	0,28	+ 15°
7 HDB	1,50	+ 15°	187,5	365,0	0,53	0	66,4	0,50	0
7 HDC	1,76	+ 15°	220,0	365,0	0,65	0	81,5	0,55	0
8 HDA	1,42	+ 15°	177,0	441,0	0,61	+ 15°	76,1	0,34	+ 15°
8 HDB	1,75	10°	218,0	465,0	0,60	0	75,2	0,29	0
8 HDC	1,87	- 15°	234,0	466,0	0,56	0	69,7	0,32	0
9 HDA	1,36	- 10°	170,0	518,0	0,78	+ 15°	97,6	0,61	+ 15°
9 HDB	1,68	- 10°	210,0	554,0	0,38	0	47,4	0,40	0
9 HDC	1,87	- 15°	234,0	570,0	0,31	0	38,6	0,43	- 5°



● 9 HDA
○ 9 HDB
+ 9 HDC

Bild 9. Straßen-Deckbrücke mit 4 Hauptträgern

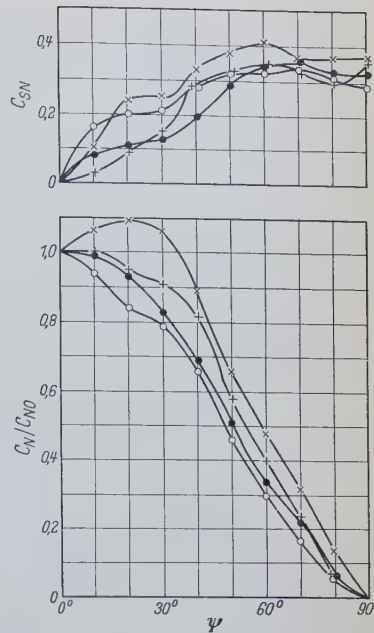
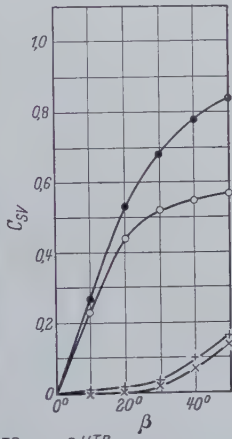
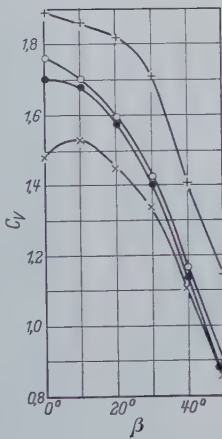


Bild 10. Einfluß des Gierens



● 1 RTB × 6 HTB
○ 4 RDB + 8 HDB

Bild 11. Einfluß des Rollens

2.5 Rollen

Die Windkraftkoeffizienten für Vertikalwind sind in Bild 11 angegeben. Sie sind für die Fahrbahn auf Trogböcken deshalb kleiner, weil die Flanschen der Hauptträger überstehen.

Schlußfolgerungen Eisenbahnbrücken

1. Die Brückenart hat auf die Größe der Horizontalkraft einen wesentlichen Einfluß. Die in den amerikanischen Vorschriften für Windlasten festgelegten Werte decken auch die ungünstigsten Fälle ab, sie sind aber nicht ausreichend auf die Brückentypen abgestimmt.
2. Die Vertikalkraft und das Kippmoment sind für Deckbrücken unbedeutend.

Straßenbrücken

1. Die amerikanischen Vorschriften für Windlastannahmen sind hinsichtlich der anzusetzenden Horizontalkräfte bei allen untersuchten Typen sehr auf der sicheren Seite und konservativ.
2. Das Vorhandensein von mehr als 2 Längs- oder Hauptträgern vergrößert im allgemeinen die Windlast nur unerheblich.
3. Die Vertikalkräfte und das Kippmoment sind bei Straßenbrücken mit massiver Fahrbahnplatte bei der Berechnung von erheblicher Bedeutung.

Dipl.-Ing. Boué, Köln

Stähle für das Ionitrieren

Das Ionitrieren ist ein neuartiges Härteverfahren, bei dem Stahl durch elektrische Glimmentladung in stickstoffhaltender Atmosphäre gehärtet wird. Durch die Glimmentladung wird der Stickstoff ionisiert und zu atomarem Stickstoff aufgespalten. In dieser reaktionsfähigen Form kann er in die Stahloberfläche eindringen. Die Behandlungstemperatur liegt zwischen 480 und 600° C und wird je nach Werkstoff und vorgesehener Beanspruchung entsprechend gewählt. Mit Hilfe einer elektronischen Steuerung wird die Glimmentladung zum Anwärmen und zur Einhaltung der Behandlungstemperatur geregelt. Die ionitrierten Stahlstücke sind gekennzeichnet durch eine hohe Oberflächenhärte, Verschleißbeständigkeit, Temperaturbeständigkeit der Härteschicht, Polierfähigkeit, Politurbeständigkeit, erhöhte Ermüdungsfestigkeit, Korrosionsbeständigkeit, Warmfestigkeit und gute Gleiteigenschaften.

Es handelt sich nun darum, welche Stahlsorten zum Ionitrieren gewählt werden können. Man unterscheidet dabei folgende Gruppen:

Zum Ionitrieren eignen sich am besten die eigentlichen Nitrierstähle, d. h. die Stähle, die man auch zum Härten nach dem gewöhnlichen Nitrierverfahren nimmt. Die Randhärten nach dem Ionitrieren liegen bei diesen Stählen zwischen 900 und 1100 Vickers. Infolge der großen Widerstandsfähigkeit der Nitrierschicht ist für die meisten Fälle eine Härtetiefe von 0,2 mm ausreichend. Härtetiefen bis 0,5 mm sind möglich, jedoch im allgemeinen unwirtschaftlich.

Dann eignen sich außer den eigentlichen Nitrierstählen auch alle Stähle mit nitridbildenden Legierungselementen, wie mit Chrom, Molybdän, Vanadin legiert. Die erreichbare Oberflächenhärte hängt stark vom Legierungsgehalt ab, der wenigstens etwa 1 % betragen sollte. Der Stahl soll anlaßbeständig bis über 550° C sein, da sonst die Kernhärte beim Härten absinkt.

Ein besonderes Anwendungsgebiet des Ionitrierens ist die Behandlung hochlegierter Chrom- und Chrom-Nickel-Stähle. Im Unterschied zum Gasnitrieren wird auch hier eine gleichmäßige Schicht-

dicke und eine duktile Härteschicht erzielt. Am besten eignen sich hier zum Ionitrieren die martensitischen Chromstähle mit etwa 14% Chrom, aber auch die ferritischen mit etwa 18% Chrom und die austenitischen mit 18% Chrom und 8% Nickel zeigen ein gutes Ergebnis. Die Härte der Nitrierschicht kann zwischen 800 und 1100 Vickers eingestellt werden. Die wirtschaftlich vertretbare Härtetiefe martensitischer und ferritischer Chromstähle liegt bei 0,2 bis 0,3 mm. Die Schicht ist verhältnismäßig duktil und haftet gut auf dem Untergrund. Der Übergang zur Kernhärte vollzieht sich kontinuierlich. Bei den austenitischen Chrom-Nickel-Stählen ist die Einhärtetiefe etwas geringer.

Da die ionitrierten Stahlstücke keinerlei nachträgliche Wärmebehandlung erhalten, müssen sie in dem gewünschten Wärmebehandlungszustand zum Ionitrieren angeliefert werden. Erwünscht ist im allgemeinen ein einwandfreies Vergütungsgefüge, welches das beste Ergebnis beim Ionitrieren ergibt. Man kann aber auch vom geglühten Zustand ausgehen. In diesem Fall ist die erzielbare Oberflächenhärte dann etwas geringer. Der an sich außerordentlich geringe Verzug beim Ionitrieren hängt von der Form der betreffenden Teile ab. Notwendig ist, daß verzugsempfindliche Teile spannungsfrei angeliefert werden. Sollten die Stahlteile sehr verzugsempfindlich sein, so kann es erforderlich werden, daß vor dem Fertigschleifen eine Anlaßbehandlung zwischen 550 und 600° C vorgenommen wird, damit auch die Bearbeitungsspannungen beseitigt werden. Im allgemeinen brauchen ionitrierte Teile nicht nachbearbeitet zu werden. Ein Abblättern der Nitrierschicht kann nicht stattfinden. Dr. H. K.

Bücherschau

Pflüger, A.: *Elementare Schalenstatik*, 2. Auflage, Gr.-8°, 112 Seiten, 56 Abbildungen, Berlin 1957, Springer-Verlag, Ganzleinen DM 19,50.

Der Verfasser hat sich zur Aufgabe gestellt, vor allem eine Einführung in die Schalenstatik zu geben, und zwar sowohl für den Studierenden als auch für den in der Praxis tätigen Ingenieur. Das Buch räumt der Darstellung der grundlegenden Zusammenhänge in statischer und geometrischer Hinsicht viel Platz ein und verhilft so zu einem tieferen Verständnis der Grundtatsachen, wodurch das Einarbeiten in die an sich nicht einfache Materie wesentlich erleichtert wird. Aufbauend auf diesen Grundlagen werden dann die Berechnungsmethoden für die gebräuchlichsten Schalenformen dargestellt, wie Biege- und Membrantheorie der Rotations- und Zylinderschalen, wobei auch die Theorie der allgemeinen Schalen gestreift wird. Besonders zu erwähnen ist noch die am Schluß des Buches angefügte Zusammenstellung von Lösungen vieler Schalenprobleme nach der Membrantheorie. Sie gestattet einen raschen Überblick und gibt wertvolle Literaturhinweise für denjenigen, der sich mit diesen Problemen näher auseinandersetzen will. G. Wagner

Sahmel, Paul: *Schweißtechnische Gestaltung im Stahlbau*. Ein Leit-faden für den Schweißfachmann nach DIN 4100. Fachbuchreihe Schweißtechnik, Band 12. Herausgegeben vom Deutschen Verlag für Schweißtechnik (DVS) GmbH, Düsseldorf, Verlag Friedr. Vieweg & Sohn, Braunschweig 1957. DIN C 5, 84 Seiten mit 237 Abbildungen, kart., DM 6,80.

Das Heft soll, wie im Vorwort gesagt, mit einfachsten Mitteln Verständnis für Festigkeitslehre, Statik und Stahlbau wecken. Es ist als Lehrheft zur Ergänzung der Schweißfachmann-Lehrgänge gedacht, welche in DIN 4100, Dez. 1956, für den „Kleinen Nachweis“ gefordert sind.

Der mit den Grundbegriffen der Statik, Stabilitätstheorie und Festigkeitslehre vertraute Ingenieur oder Konstrukteur wird das preiswerte Heft bestimmt begrüßen, weil es die schweißtechnische Gestaltung im Stahlbau in erfahrener und kurzer Darstellung recht vollständig behandelt. Für diesen Personenkreis ist das Heft gewiß zu empfehlen. Ein alphabetisches Stichwortverzeichnis am Schluß erleichtert die Orientierung.

Wenn man daran denkt, welcher Leserkreis angesprochen werden soll, erscheint die pädagogisch anspruchsvolle Aufgabe allerdings noch nicht ganz befriedigend gelöst. Dem Handwerksmeister, der Schweißfachmann werden will, hätten vielleicht die verschiedenen Grundbegriffe der Statik an Hand einleuchtender Beispiele, wie sie an einigen Stellen (z. B. auf Seite 6) benützt werden, anschaulicher erläutert werden können, als mit Hilfe von Formeln oder stellenweise etwas unglücklichen Definitionen. Kurt Meier

Kinney, J. Sterling: *Indeterminate Structural Analysis*. Addison-Wesley Publishing Company, Inc., Reading, Massachusetts, USA. 655 Seiten, mit zahlreichen Abbildungen, Ganzleinen, 1957, \$ 9,50 (ca. DM 40,—).

Das in englischer Sprache vorliegende Buch ist zur Einführung in die Berechnungsgrundlagen statisch und geometrisch unbestimmter Tragwerke (Kraftgrößen- und Formänderungsgrößenverfahren) geschrieben. Zahlreiche ausführlich berechnete Beispiele erläutern den Text, die Abbildungen fördern die Anschaulichkeit sehr. Der einführende Charakter des Buches rechtfertigt die Beschränkung auf Beispiele mit Unbestimmtheiten bis zum vierten Grade.

Die bei einem amerikanischen Lehrbuch naheliegende gründliche Behandlung des Momentenausgleichsverfahrens nach Cross vermittelt die Fähigkeit, Systeme von höherer Unbestimmtheit zu berechnen, solange die Anzahl der Verschieblichkeiten nicht allzu groß wird. Eine nomografische Darstellung der Steifigkeiten, Übertragungszahlen und Einspannmomente bei Gleichstreckenlast und Einzellast für Balken mit veränderlichen Trägheitsmomenten im Anhang kommt der praktischen Anwendung des Cross-Verfahrens zugute. Tragwerke mit bogenförmigen Stäben sind nicht behandelt.

Am Ende eines jeden Kapitels ist ein umfassendes Literaturverzeichnis zu finden, das vertiefte Studien erleichtert, naturgemäß jedoch vorwiegend amerikanische Veröffentlichungen enthält.

Das Buch ist leichtverständlich geschrieben und deshalb gut geeignet, dem bereits mit statisch bestimmten Tragwerken vertrauten Anfänger gute Grundlagen zur Berechnung statisch unbestimmter Tragwerke zu vermitteln. Der Kenner der Materie wird dem Buch für Übersetzungsarbeiten sicherlich auch amerikanische Fachwörter entnehmen können, die in Fachwörterbüchern nicht zu finden sind. Besondere Erwähnung verdienen die Kapitel am Anfang und Ende, welche die historische Entwicklung der Tragwerksberechnungen und einige Anwendungen der Modellstatik behandeln.

Kurt Meier

Gerber, G.: *„Der kombinierte Einsatz basischer und saurer Elektroden in der Schweißtechnik“*. 118 S., 38 Bilder, DIN C 5, brosch., Zürich 1957, Verlag Lehmann. Schw. Fr. 14,60.

In der Schriftenreihe „Mitteilungen über Forschung und Konstruktion im Stahlbau“, welche die Conrad Zschokke AG., Stahlbau und Kesselschmiede, Döttingen (Aargau) herausgibt, ist vorliegende Dissertation veröffentlicht, die an der Eidgenössischen Technischen Hochschule in Zürich durchgeführt wurde.

Die guten Erfahrungen mit dem kombinierten Einsatz von sauren und basischen Elektroden an derselben Schweißnaht räumten dieser Schweißmethode in den letzten Jahren eine immer stärkere Anwendung ein. Auch in Deutschland ist dieses Verfahren weit verbreitet, obwohl bisher systematische Versuchsergebnisse noch nicht bekannt geworden sind. Deshalb wird die vorliegende Veröffentlichung von der Fachwelt besonders begrüßt.

Die Versuche belegen eindeutig die Vorteile der kombinierten Verwendung beider Elektrodenarten an ein und derselben Naht, wobei die inneren Lagen mit einer basischen und die Deck- und Wurzellagen mit einer sauren oder Hochleistungselektrode verschweißt werden. Gewisse Schwierigkeiten, die anfangs vor allem durch die erschwerte Führung basischer Elektroden auftraten, konnten durch geeignete Elektrodenführung vermieden werden. Auf diese Weise werden die hin und wieder beobachteten Schlackenzeilen im Übergang zwischen basischem Untergrund und saurer Decklage sowie ein übermäßig hoher Porengehalt in der Decklage vermieden. Die Untersuchungen zeigen, daß die „Verträglichkeit“ der einzelnen Elektroden nicht an bestimmte Kombinationen der Elektrodenorten geknüpft ist, sondern daß alle geprüften Elektroden einwandfreies Verschweißen gestatten. Das Mikrogefüge läßt eine völlig einwandfreie Bindung zwischen den beiden Lagen erkennen.

Die Festigkeitseigenschaften der kombinierten Schweißnähte wurden besonders eingehend untersucht. Als Ergebnis ist festzuhalten, daß vor allem Kerbschlagzähigkeit und Vickershärte erhöht werden gegenüber der mit sauren Elektroden gelegten Naht. Dasselbe gilt für Zugfestigkeit und Bruchdehnung. Die Schweißproben mit saurer Decklage ergaben höhere Ursprungsfestigkeiten als die Schweißnähte mit basischer Decklage. Die aufgetretenen Ermüdungserscheinungen gingen in keinem Fall von der Kontaktstelle zwischen den verschiedenen Schweißgutarten aus.

Dr.-Ing. H. Sossenheimer

Richtlinien
für die Durchführung von
Bauaufgaben
des Bundes
im Zuständigkeitsbereich
der Finanz-Bauverwaltungen
— RBBau —

Herausgegeben vom
Bundesminister der Finanzen
Bonn 1957

Grundwerk DM 3,95
Partlepreise für Abnahme von
15 Expl. je Expl. DM 3,75
50 Expl. je Expl. DM 3,55
Ergänzungs- und Austauschblätter
je Blatt DM 0,06

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN

Zu beziehen durch
jede Buchhandlung

Ich/wir bestelle(n) hiermit durch die Buchhandlung:

..... Expl. Einbanddecken für DIE BAUTECHNIK Jahrgang 1957
Leinen DM 3,50

..... Expl. Einbanddecken für DER STAHLBAU Jahrgang 1957
Leinen DM 3,50

..... Expl. Einbanddecken für Beton- und Stahlbetonbau
Leinen DM 3,50 Jahrgang 1957

Einbanddecken früherer Jahrgänge sind noch lieferbar.

.....
Ort und Datum

.....
Unterschrift

WÄLZLAGER IN EISENBAHNWAGEN UND DAMPFLOKOMOTIVEN

50 Jahre Entwicklung
bei der Deutschen Bundesbahn
und ihren Vorgängern

Von Techn.-Bundesbahn-Oberinspektor a. D.
ALFRED ILLMANN

und Techn. Bundesbahnamtmann
HANS KURT OBST

VIII, 184 S., mit 177 Bildern und 11 Zahlentafeln.
DIN A 5. Brosch. DM 15,—. Leinen DM 18,—

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN
Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169

Zu beziehen durch jede Buchhandlung

BUCHERZETTEL

An den

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn

Berlin - Wilmersdorf

Hohenzollerndamm 169

7 Pf.

BÖHLER

EDELSTÄHLE UND ERZEUGNISSE AUS EDELSTAHL

Stabstahl · Bleche
Schmiedestücke
Elektroden und Schweißdrähte
für sämtliche
Verwendungszwecke
Hartmetall » Böhlerit «
Feinguß » Exactus «
Autofedern
Stahlformguss
Ventilkegel
Preßluftwerkzeuge

GEBR. BÖHLER & CO.
AKTIENGESELLSCHAFT
EDELSTAHLWERKE



Verkaufsniederlassungen und Vertretungen in allen bedeutenden
Städten Deutschlands und in allen Ländern der Welt



Vielseitig sein

Diese Forderung stellt man nicht nur an den Menschen, sie gilt auch für moderne Transportmaschinen.

DEMAG-Mobilkrane haben den Vorteil, daß man sie überall da einsetzen kann, wo sie gerade gebraucht werden: Bei Arbeiten auf Lagerplätzen oder Baustellen, beim Verladen und Transportieren, beim Stapeln oder Montieren.

Für Spezialarbeiten wird der DEMAG-Mobilkran V70 b zusätzlich mit einem Hochbauausleger ausgerüstet, so daß eine Hakenhöhe bis zu ca. 15 m erreicht werden kann.

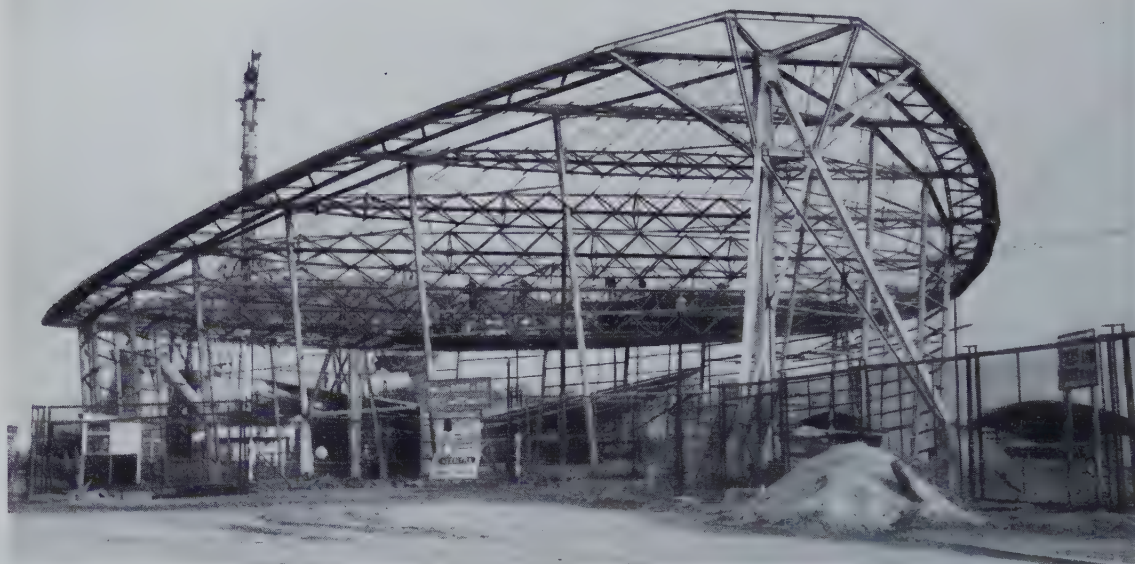
Überall da, wo lohnintensive Arbeiten schneller ausgeführt werden müssen und da, wo es gilt, die Arbeitsbedingungen zu erleichtern, lohnt der Einsatz von DEMAG-Mobilkranen.

Teilen Sie uns Ihre Wünsche bitte mit, und fordern Sie ausführliche Unterlagen mit technischen Beschreibungen an. Gern vermitteln Ihnen unsere Mobilkran-Spezialisten auch die Besichtigung eingesetzter Geräte und beraten Sie bei allen individuellen Fragen.

DEMAG

DEMAG-ZUG GMBH-WETTER (RUHR)

Fernspr.: 2041 - 2049 · Drahtwort: DEMAGZUG Wetterruhr · Fernschr.: 0823 869

WAAGNER-BIRÓ**WIEN****AKTIENGESELLSCHAFT****GRAZ**

Planung, Anarbeitung und Montageaufsicht des Europa-Pavillons zur Brüsseler Weltausstellung.
Architektonische Gestaltung in Zweieckform, bei einer Gesamtlänge von 90 m und einer größten Breite von 45 m

Zentrale: Wien V., Margaretenstraße 70 · Österreich

**SALZGITTER STAHLBAU GMBH.****STAHLBRÜCKENBAU****STAHLHOCHBAU****BEHÄLTERBAU****ROHRLEITUNGSBAU**

**KOKILLENGIESSWAGEN, SCHIEBEBÜHNEN
UND SONSTIGE ANLAGEN**

SALZGITTER-WATENSTEDT

Fernruf: Salzgitter-Immendorf 5411

Fernschreiber: 0952 837/38 für Salzgitter-Stahlbau

CENO

CENO-BAU

G. M. B. H. NEUNKIRCHEN

STAHLBAU · CENO-KONSTRUKTIONEN

HOMBURG-SAAR

TELEFON 2410-12 · TELEX 044 283

FLUGZEUGHALLE PARIS-ORLY

Geschweißte

Ausführung

Anschlüsse

hv-verschraubt

Breite: 150 m

Tiefe: 54 m

Höhe: 17 m

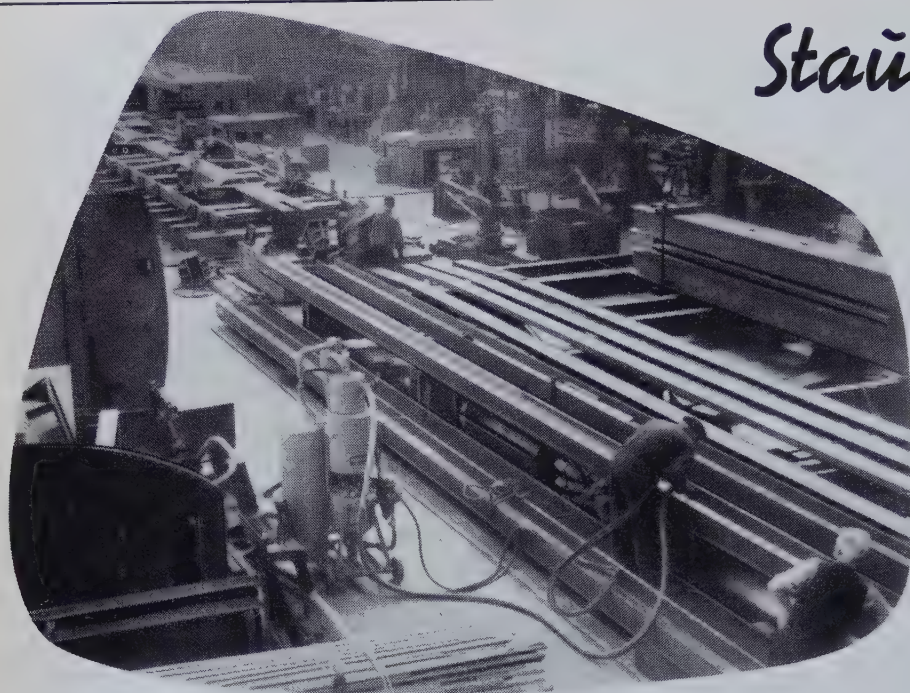


STAHLHOCH- UND BRÜCKENBAU

Mainbrücke Stockstadt



EISENWERKE KAISERSLAUTERN



Staubfreies SANDSTRAHLEN

**VACU-
BLAST**

Entzundern von Profileisen
aller Abmessungen auch
innerhalb von Werkhallen

FÜR ALLE INDUSTRIEZWEIGE

Verlangen Sie ausführliche Unterlagen unter Angabe des Verwendungszweckes

MUNK & SCHMITZ VERTRIEBSGESELLSCHAFT M. B. H. **KÖLN-POLL**

Fernruf: Sa.-Nr. 8 30 01

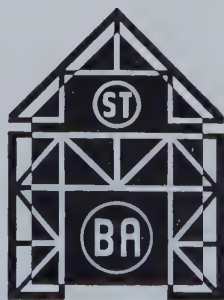
Drahtwort: munkwerke Köln

Fernschreiber: 887 33 93

Stahlrohr Gerüst-Bau Bachmann & Co.

Frankfurt am Main

Praunheimer Landstraße 80 · Telefon 78 31 51



Erstellung von Stahlrohrgerüsten für jeden Zweck; insbesondere Lehrgerüste für alle Belastungen, Arbeits- und Schutzgerüste für Neu- und Umbauten; Rahmengerüste für alle Fassaden- und sonstigen Arbeiten

Unser Verlagsprogramm im Dienst der Technik

Beton- und

Stahlbetonbau

Stahlbau

Bautechnik — Statik

Straßenbau

Brückenbau

Wasserbau

Holzbau

Starkstromtechnik

Elektrotechnik

Fordern Sie bitte unseren Sonderprospekt,
Fachbücher und Fachzeitschriften
für Studium und Praxis

Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn
Berlin-Wilmersdorf

VEREINIGTE ÖSTERREICHISCHE EISEN- UND STAHLWERKE, LINZ-DONAU, AUSTRIA



Projektierung
Fertigung und Montage
Wehr- und Schleusenanlagen
Stahlbauten jeder Art

VÖEST

STAHLWASSERBAU

HERA - ELEKTRODEN

*ein Begriff*FÜR LEISTUNG UND
ZUVERLÄSSIGKEITESSENER SCHWEISSELEKTRODEN-WERK GMBH.
ESSEN · RUF 37357/58Die **BEFA***hilft in allen Fragen der Autogen-Technik*BERATUNGEN · VORFÜHRUNGEN
BETRIEBSSCHULUNGEN
BETRIEBSÜBERWACHUNGEN / BEFA-DIENSTWirtschaftliches Entzünden durch
FLAMMSTRAHLEN

BERATUNGSSTELLE FÜR AUTOGEN-TECHNIK EV.

KNAPSACK BEZ. KÖLN





Ein Beispiel aus unserem Stahlwasserbau: Eins der 3 Voith-Dachwehre in der Altstadt von Nürnberg. Das Wehr in der Pegnitz mit den beiden Steuerhäuschen links und rechts auf den Uferwänden fügt sich gut in das Stadtbild ein.

 **J. M. VOITH GMBH · HEIDENHEIM (BRENZ) · WÜRTT.**



ERWIN MEHNE
Stahlbau

Heilbronn - Neckar



PEINER TRÄGER

formten diese Werkstatthalle



Hermann Rüter

Stahlbau · Eisengroßhandel

Langenhagen - Hannover

ANZEIGEN

in „DER STAHLBAU“



stets im Blickfeld

der Auftraggeber

Beilagenhinweis:

Der Inlandsauflage liegt ein Prospekt des

Leipziger Verein - Barmenia, Wuppertal

bei, den wir unseren Lesern zur Beachtung empfehlen.

Auto-Kranwagen

bis 18t



Schwer- und Spezialtransporte bis 55t
— In- und Ausland —

VIKTOR BAUMANN · BONN

Ruf: 3 28 56 · Fernschreiber: 0886 790

Wichtig für neue Bezieher der Zeitschrift DER STAHLBAU

DER STAHLBAU 1957 ist wieder vollständig lieferbar. Alle vergriffen gemeldeten Hefte sind nach erfolgtem Nachdruck zum Preise von DM 3,— je Heft zuzüglich Porto erhältlich. Preis für den kompl. Jahrgang in Leinen gebunden DM 40,—. Einbanddecken für den Jahrgang 1957 und frühere Jahrgänge DM 3,50 zuzüglich Porto.

Bestellungen nimmt Ihre Buchhandlung entgegen.

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN
Berlin-Wilmersdorf, Hohenzollerndamm 169

DRYGALV Kaltzinkschutz

Der wirksame und wirtschaftliche Rostschutz
für alle Eisen- und Stahlkonstruktionen.

Ein seit über 10 Jahren bewährtes Erzeugnis der
DRYNAMELS LIMITED, Birmingham

Auftrag durch Streichen oder Spritzen • 95% metallisches Zink
im trockenen Film • Kathodischer Schutz • Kein Unterrosten
Hervorragende Haftung und überlegene Haltbarkeit • Von
führenden Werken zum Schutz der eigenen Anlagen und für
die Fabrikation eingesetzt.

IWEG Handelsgesellschaft m. b. H.

DÜSSELDORF

Friedrichstr. 49 • Tel. 8 10 71



ARCOS

Schweiß-Elektroden
für alle Schweißarbeiten

Hohl-Elektroden für
Sauerstoff-Lichtbogen-Schneiden

Netzmantel-Elektroden
für Automaten-Schweißung

Autogen-Falzdrahte
für NE-Metalle

Schweißtransformatoren
zwischen 20-1000 Ampere

Schweißautomaten
für Netzmantel, UP- und
ARCOS CO₂-Schweißung

Balance-Positioner

Schweißerausrüstungen

ARCOS-AACHEN
Gesellschaft für Schweißtechnik m. b. H.
Jülicher Straße 122/134 · Telefon 34841/42



Wir übernehmen
die Planung, Konstruktion
und Anfertigung
von Montagegeräten

**DERRICK-
KRANBAU
SCHMIDT
TYCHSEN**
HAMBURG 23

3% ULTRALIN-

Entfeuchter DBP, den gebräuch-
lichen Rostschutzfarben zuge-
setzt, ermöglicht deren Anwendung
als Feuchtwetterfarben auf tau-
feuchten Flächen bei gleicher Halt-
barkeit wie auf trockenem Unter-
grund. Lieferant:

Christian Seeger, Stuttgart-N, Seestr. 90

Berufen Sie sich
bei allen Anfragen
auf die Zeitschrift
„DER STAHLBAU“



FISTA
ELASTIK
Liefert:

Blitz-Tore
ÖFFNEN u. SCHLIESSEN SICH
VOLLAUTOMATISCH
MIT 2 SEC. LAUFZEITEN

FISTA-ELASTIC DUSSELDORF 10 RUF 335833

Helfer
in allen **GRUNDBAUFRAGEN**

Dr.-Ing. PAPROTH & CO.
KREFELD · BERLIN · WINSSEN-L.

Baugrund-Untersuchungen
Druckluftgründungen
Pfahlgründungen

Alles für die Lichtbogenschweißung

- ★ **Schweißelektroden**
für Verbindungsschweißungen an unlegierten
und niedriglegierten Stählen
- ★ **Spezialelektroden**
für jeden Sonderzweck und alle Materialqualitäten
- ★ **Schweißanlagen**
für alle Ansprüche in Industrie und Handwerk
- ★ **Schweißautomaten**
für verschiedene Schweißverfahren
- ★ **Drehvorrichtungen**
zur Rationalisierung der Hand- und Automaten-
Schweißung
- ★ **Ausrüstung und Zubehör**
für Schweißer und Schweißplatz
- ★ **Reparaturdienst / Ersatzteile**

Bitte verlangen Sie
Sonderprospekte

Kjellberg-Esab GMBH
SOLINGEN


INERTOL

STAHL BRAUCHT SCHUTZ

Korrosionsfördernde Witterungseinflüsse und aggressive Industrie-Atmosphäre bedrohen alle Stahlbauwerke.

**BRÜCKEN
BEHÄLTER
KRAN-ANLAGEN
HALLENKONSTRUKTIONEN**

und alle übrigen Objekte des Stahlbaues schützen Sie in vorteilhafter Weise durch unsere bekannten und bewährten **SCHUTZANSTRICHE**.

Unser gut ausgebauter technischer Kundendienst, der für Sie unsere vielen Erfahrungen auswertet, steht Ihnen jederzeit kostenlos zur Verfügung.

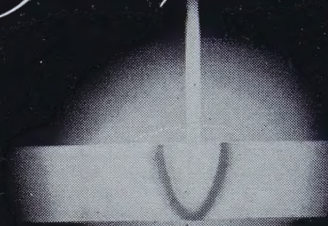
Fordern Sie bitte Beratung und Prospekte an.

LECHLER
BAUTENSCHUTZCHEMIE

**FIRMA PAUL LECHLER STUTTGART
UND GELSENKIRCHEN/BUER**

FLIESS
U-P-Schweißdraht

40 Jahre
Fabrikfliess
1915 1955
DUISBURG



HÜTTE

Des Ingenieurs Taschenbuch

HÜTTE II A MASCHINENBAU (Teil A)

Maschinenelemente · Getriebe (Drehmoment-Umformer · Maschinendynamik
Rohrleitungen und Absperrorgane
Energiewirtschaft · Kolbenmaschinen
Strömungsmaschinen · Werkzeugmaschinen
Regelungstechnik

XXVIII, 1292 Seiten, 2024 Bilder, 406 Tafeln
Ganzleinen DM 25,— Leder DM 34,—

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN

Zu beziehen durch jede Buchhandlung



Abdeckroste
stabil
trittsicher

STEINHAUS
GMBH · MULHEIM (RUHR)-SPELDORF

*Ist die Nacht nicht
besteuernd schön,
so ist sie bestimmt
nicht vor Metallogen.*



Aus unserem Fabrikationsprogramm:

Metallogen -Elektroden für die Verbindungsschweißung
an Stählen aller Art, auch legiert und hoch-
gekohlt

Metallogen -Elektroden für die Kesselschweißung

Metallogen -Elektroden für die Auftragsschweißung

Metallogen -Elektroden für die Gußeisenschweißung

Metallogen -Elektroden für die
Kontakt- und Tiefbrandschweißung

Metallogen -Elektroden für die Schweißung von rost-
und hitzebeständigen Stählen

Metallogen -Zusatzwerkstoffe für die automatische
Lichtbogenschweißung (Unterpulver-,
Kontaktmantel-, Schutzgasschweißung)

Metallogen -Schweißmaschinen (Transformatoren), Um-
former, Gleichrichter, Autogengeräte (Ent-
wickler, Schweiß- und Schneidbrenner),
Schweißzubehör, Schweißdraht für die Gas-
schmelzschweißung (für Eisen, Stahl, Messing,
Bronze, Aluminium).

Metallogen -ELEKTRODEN - einmal erprobt, immer gelobt!



GESELLSCHAFT FÜR SCHWEISSTECHNIK UND WERKSTOFFSCHUTZ M. B. H.
WATTENSCHIED i. w.
RUF 81403/8403 · POSTFACH 145

Wir suchen in verschiedenen Bezirken weitere Fachvertreter und Wiederverkäufer zu günstigsten Bedingungen. Anfragen erbitten wir direkt an uns

P&H-UNIVERSAL-RAUPEN-UND AUTOBAGGER



DORTMUNDER
UNION
BRÜCKENBAU-AG.

BAGGERBAU IN LIZENZ DER
HARNISCHFEGGER CORPORATION
MILWAUKEE USA

